

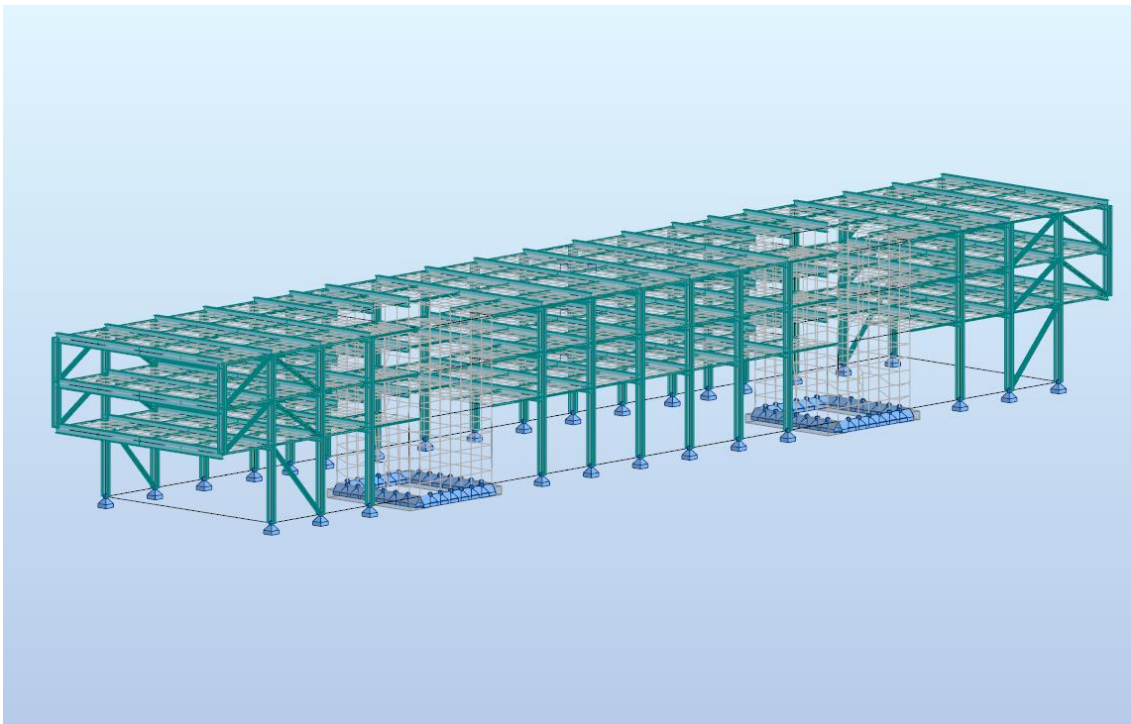


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός 3-όροφης ξενοδοχειακής μονάδας με μεταλλικό φέροντα οργανισμό



Διπλωματική Εργασία

Γεώργιος Χατζηδάκης

ΕΜΚ ΔΕ 2020 38

Επιβλέπων : Παύλος Θανόπουλος
Συνεπιβλέπων : Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2020

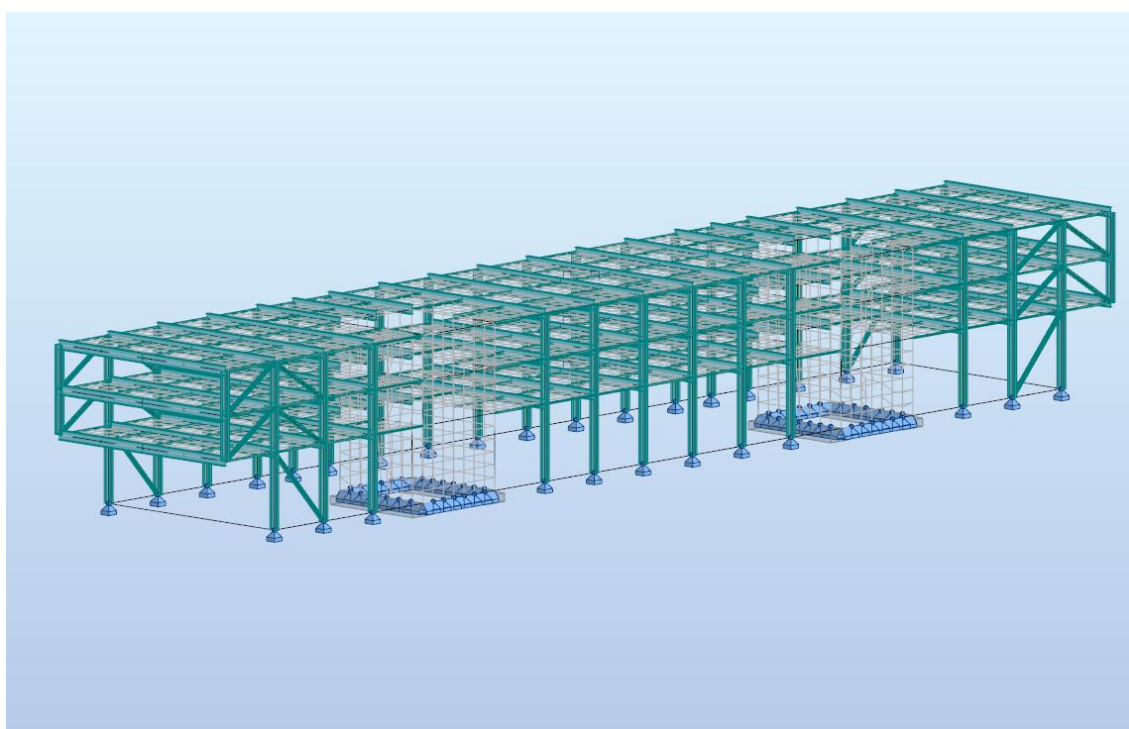


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός 3-όροφης ξενοδοχειακής μονάδας με μεταλλικό φέροντα οργανισμό



Διπλωματική Εργασία

Γεώργιος Χατζηδάκης

ΕΜΚ ΔΕ 2020 38

Επιβλέπων : Παύλος Θανόπουλος
Συνεπιβλέπων : Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2020

Χατζηδάκης Γεώργιος (2020)

Σχεδιασμός 3-όροφης ξενοδοχειακής μονάδας με μεταλλικό φέροντα οργανισμό

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020 38

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Chatzidakis Giorgos (2020)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020 38

Design of a three-story hotel unit with steel frame

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Copyright © Χατζηδάκης Γεώργιος, (2020)

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Chatzidakis Giorgos, (2020)

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author. Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την επίβλεψη και την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας και τον κύριο Παύλο Θανόπουλο για τις πολύτιμες συμβουλές του επί του στατικού προγράμματος Robot structural analysis, μέσω του οποίου έγινε η επίλυση του φορέα της διπλωματικής εργασίας

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου και τους φίλους μου, Ιωάννη Πεκλάρη και Πέτρο Ραγκούση για την βοήθεια και στήριξη που μου παρείχαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Χατζηδάκης Γεώργιος
Αθήνα, Νοέμβριος 2020



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020 38

**Σχεδιασμός 3-όροφης ξενοδοχειακής μονάδας με μεταλλικό φέροντα
οργανισμό**

Χατζηδάκης Γεώργιος

Επιβλέπων: Καθηγητής Παύλος Θανόπουλος
Συνεπιβλέπων: Καθηγητής Ανδρέας Σπηλιόπουλος
Νοέμβριος 2020

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τον σχεδιασμό και την διαστασιολόγηση τριώροφης ξενοδοχειακής μονάδας στην Χαλκιδική, με μεταλλικό φέροντα οργανισμό, καθώς και δύο πυρήνες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Έγινε μελέτη της συμπεριφοράς του κτιρίου σε δυσμενείς φορτίσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για την προβλεπόμενη αντίδρασή του σε περίπτωση σεισμού. Η ανάλυση γίνεται μέσω του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2019.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020 38

Design of a 3-story hotel unit with steel frame

Chatzidakis Giorgos

Supervisor: Professor Pavlos Thanopoulos
Co-supervisor: Professor Adreas Spiliopoulos
November 2020

ABSTRACT

The present thesis has as subject of study the analysis and design of a three-story hotel unit in Chalkidiki, with a steel frame, as well as two cores with reinforced concrete. The behaviour of the building in unfavourable loads has been studied for its predicted response to an earthquake, according to Eurocode 8. The static and dynamic analysis is done through the program Robot Structural analysis Professional 2019.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	1
1.2 Περιγραφή του έργου.....	1
1.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Robot.....	2
2. Υλικά και φορτίσεις.....	5
2.1 Υλικά κατασκευής	5
2.1.1 Σκυρόδεμα C20/25.....	5
2.1.2 Δομικός Χάλυβας S355.	5
2.2 Φορτίσεις	6
2.2.1 Μόνιμα Φορτία.....	6
2.2.2 Κινητά Φορτία.....	8
2.2.3 Φορτία Χιονιού.....	9
2.2.4 Φορτία Ανέμου.....	12
2.2.5 Σεισμικές δράσεις.....	14
2.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	21
2.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	21
2.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	24
3. Ανάλυση και Διαστασιολόγηση φορέα.....	27
3.1 Εντατικά μεγέθη.....	27
3.2 Έλεγχος διατομών και μελών.....	31
3.3 Οπλισμός μελών από σκυρόδεμα.....	39
3.3.1 Πλάκες.....	39
3.3.2 Οπλισμός Πυρήνων.....	43
3.4 Διατομές Φορέα.....	49
4. Σεισμική απόκριση κτιρίου.....	50
4.1 Ιδιομορφές φορέα.....	50
5. Μετακινήσεις φορέα.....	53
5.1 Περιορισμός βλαβών.....	53
5.2 Επίδραση παραμορφωμένης γεωμετρίας φορέα.....	56
5.3 Παραμορφώσεις – Βέλη κάμψης.....	57
5.4 Χρησιμότητα συνδέσμων δυσκαμψίας.....	64
6. Συνδέσεις.....	67

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

6.1 Σύνδεση υποστυλωμάτων ΗΕΑ 600 με κύριες δοκούς ΗΕΑ 700.....	67
6.2 Σύνδεση κυρίων δοκών ΗΕΑ 700 με δευτερεύουσες δοκούς ΗΕΑ 140.....	78
7. Συμπεράσματα.....	87
Βιβλιογραφία.....	88

1. Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση τριώροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, καθώς και δύο πυρήνες οπλισμένου σκυροδέματος, στην περιοχή της Χαλκιδικής, με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες.

Η προσομοίωση, ανάλυση και επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του στατικού προγράμματος Robot structural analysis Professional 2019 και η μελέτη έγινε σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2 Περιγραφή του έργου

Το κτίριο αποτελείται από τρεις ορόφους. Η διάσταση του πλάτους είναι 15.9m, ενώ το μήκος είναι 80m στον πρώτο όροφο, και 90m στους άλλους δύο ορόφους.

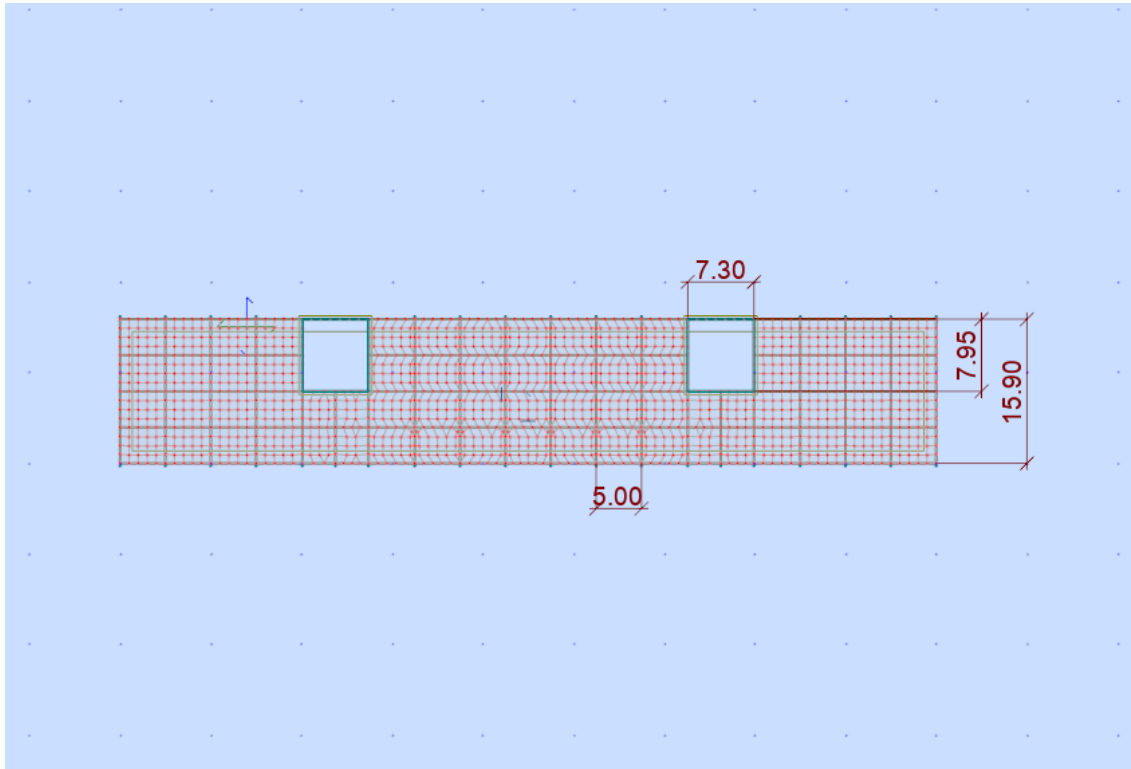
Η κάτοψη του πρώτου ορόφου καλύπτει επιφάνεια 1272m^2 , ενώ οι κατόψεις του δεύτερου και του τρίτου 1431m^2 . Συνολικά, η ωφέλιμη επιφάνεια είναι 5565m^2

Οι όροφοι αποτελούνται από φαντώματα των 5m κατά την διεύθυνση x και 3.98m κατά την διεύθυνση y. Σε δύο σημεία, υπάρχουν δυο ανοίγματα, με διαστάσεις 7.30m κατά x και 7.95m κατά y, στα οποία θα εγκατασταθούν ανελκυστήρες, και τα οποία θα έχουν περιμετρικά τοιχία από οπλισμένο σκυρόδεμα.

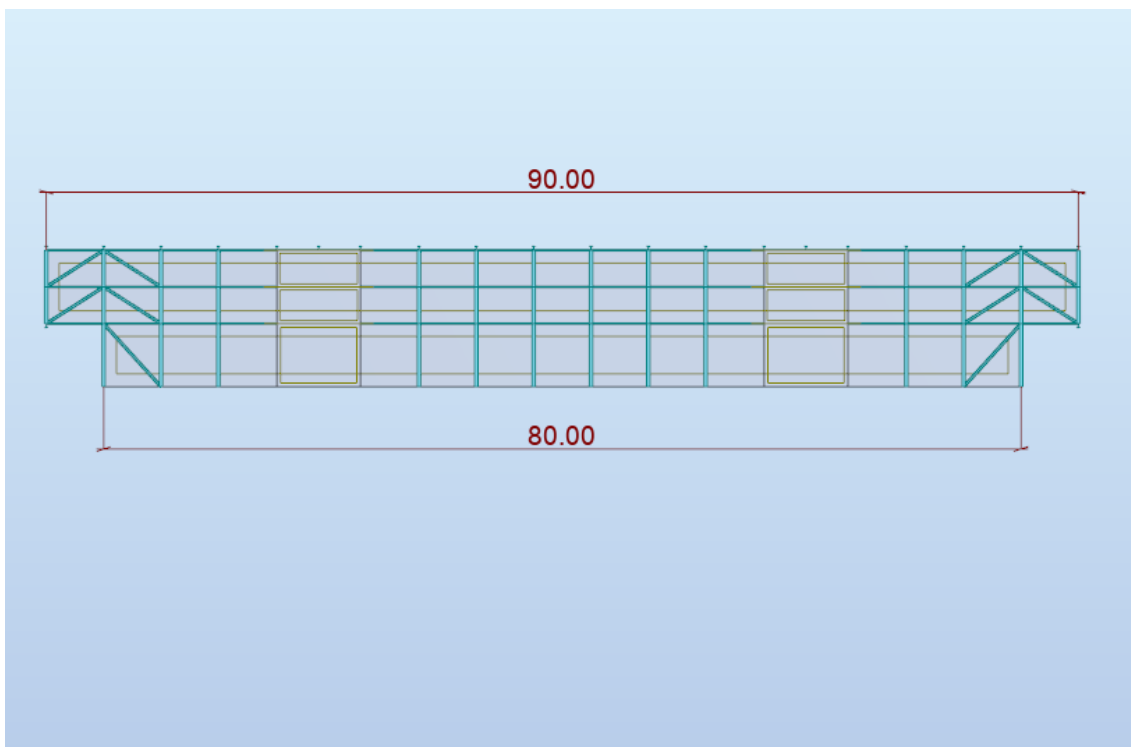
1.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Robot

Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :

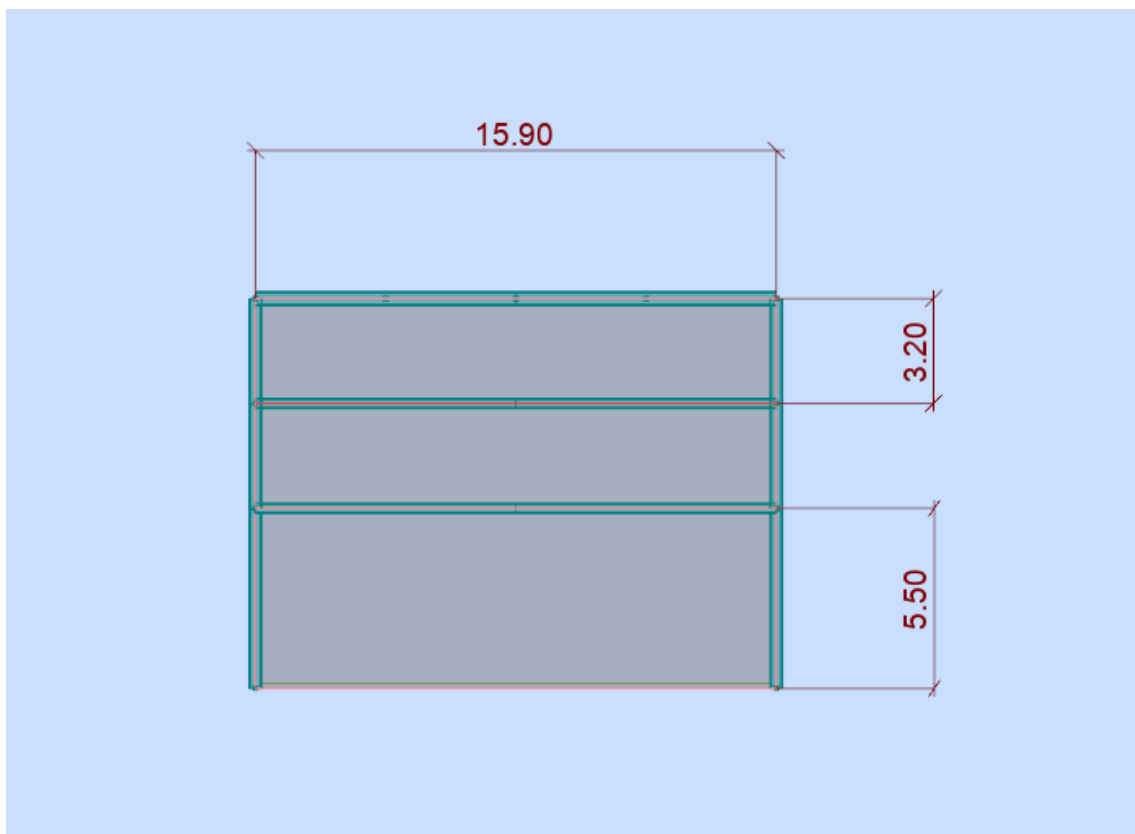
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ



Εικόνα 1.1 Κάτοψη 3^{ου} ορόφου



Εικόνα 1.2 Πρόσοψη κτιρίου



Εικόνα 1.3 Πλάγια όψη κτιρίου

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

2. Υλικά και φορτίσεις

2.1 Υλικά κατασκευής

2.1.1 Σκυρόδεμα C20/25

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα , όπου αυτά υπάρχουν , έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C20/25 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 31 \text{ GPa} (= 31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2)$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$

Ειδικό βάρος : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)

Αντοχή: $f_{ck} = 20000 \text{ kN/m}$

2.1.2 Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Για τα μέλη του (δοκοί - υποστυλώματα - σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ 000 MPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ 000 kN/m}^2$

Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 510 \text{ 000 kN/m}^2$

2.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή, συνήθως δεν είναι δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Τα φορτία αυτά εξαρτώνται από την μορφή, την θέση και τη χρήση του έργου και αναγκαστικά καθορίζονται με κατάλληλες παραδοχές και προσεγγίσεις.

Στην προκειμένη περίπτωση οι δράσεις σχεδιασμού της κατασκευής καλύφθηκαν από τον Ευρωκώδικα 1. Συγκεκριμένα, απαριθμούνται και αναλύονται όλοι οι συνδυασμοί δράσεων στους οποίους δύναται να υποβληθεί η κατασκευή κατά την διάρκεια ανέγερσής της αλλά και στην διάρκεια ζωής της.

Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε Μόνιμα φορτία, Κινητά φορτία , και τυχηματικά φορτία.

2.2.1. Μόνιμα Φορτία (Dead loads)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις , οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στη κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

Ίδιο βάρος κατασκευής :

- Ίδιο βάρος χάλυβα : $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$

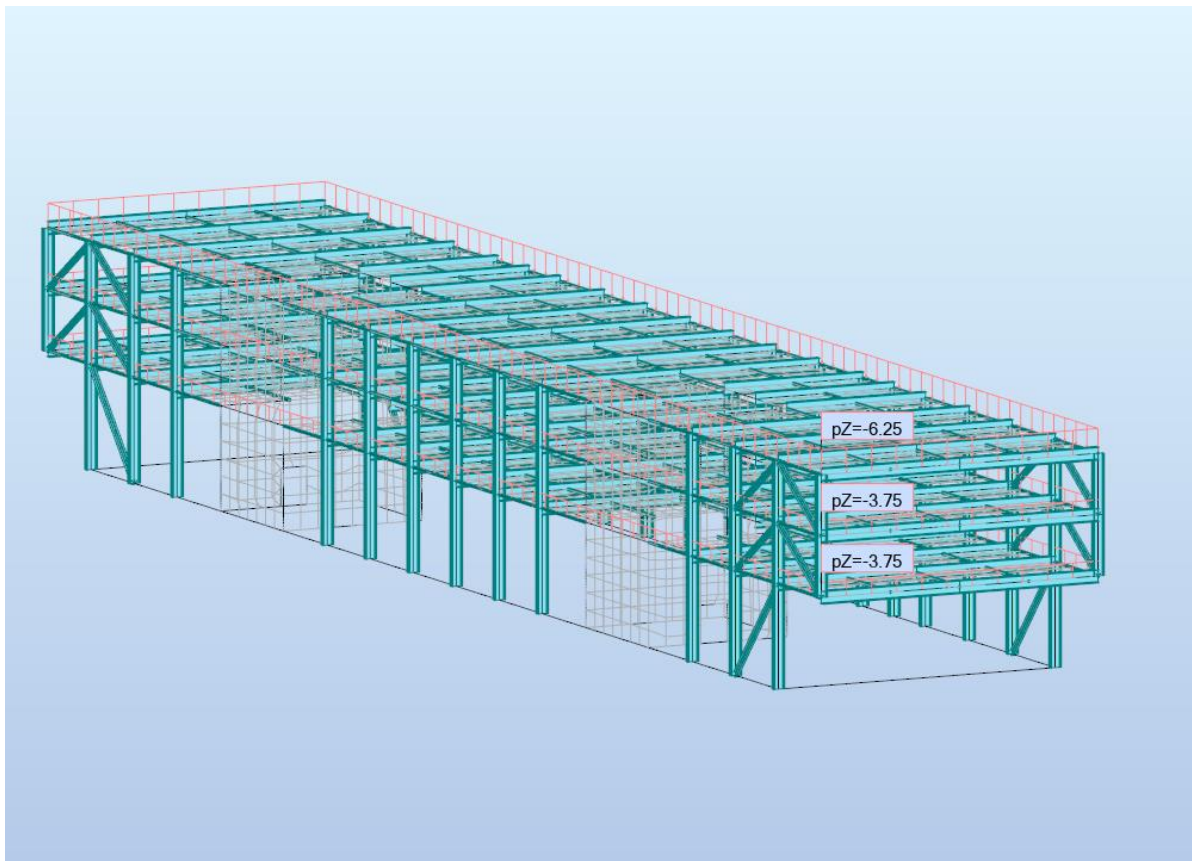
Σημειώνεται σε αυτό το σημείο , ότι το πρόγραμμα Robot structural Analysis υπολογίζει αυτόματα το ίδιο βάρος του χάλυβα και του σκυροδέματος. Ωστόσο εκτός από το ίδιο βάρος της κατασκευής , πρέπει να υπολογιστούν επίσης οποιαδήποτε άλλα φορτία θα ασκούνται στην κατασκευή καθ' όλη την διάρκεια ζωής της. Αυτά είναι :

- Επικάλυψη στέγης : 2.5 kN/m^2
- Φορτίο πλάκας : 2.5 kN/m^2

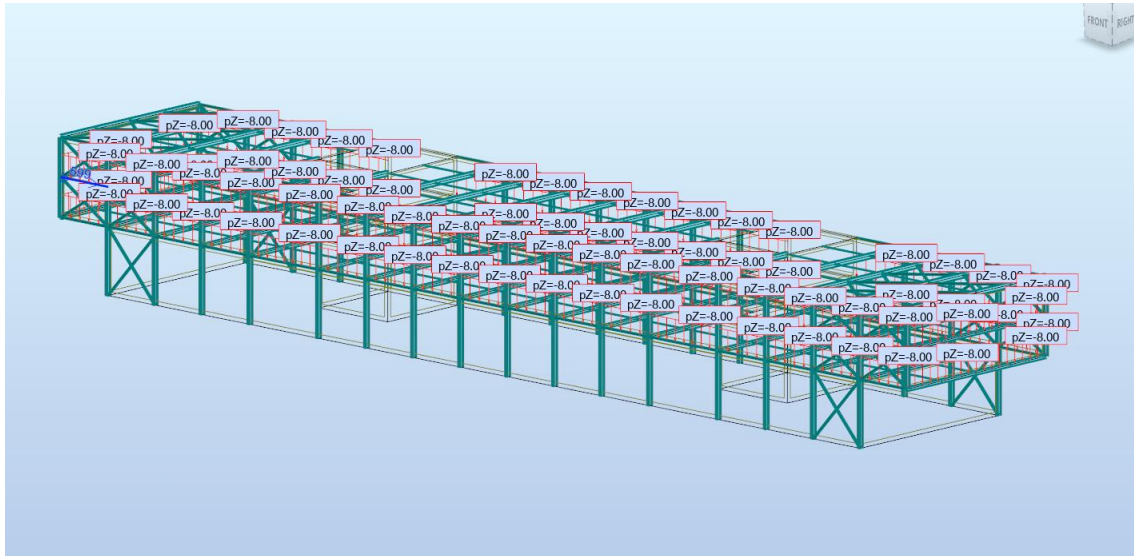
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

- Περιμετρικώς γραμμικά κάθετα κατανεμημένο φορτίο τοιχοποιίας : 8 kN/m

Παρακάτω παρατίθενται εικόνες από το Robot με τα μόνιμα φορτία :



Εικόνα 2.1 Ιδία βάρη πλακών και επικάλυψη στέγης

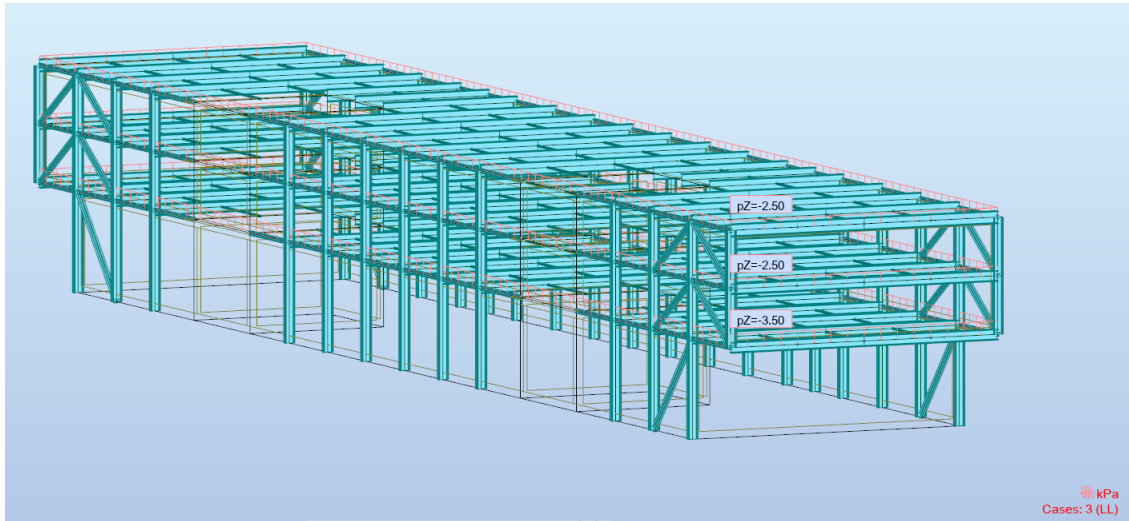


Εικόνα 2.2 Γραμμικό φορτίο τοιχοποιίας

2.2.2 Κινητά (Μεταβλητά) φορτία

Στην κατηγορία αυτή, περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα καταναμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες δυσμενής φορτίσεις και να προσδιορίζεται η επιρροή τους.

Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία 3.5 kN/m^2 για τον πρώτο όροφο, 2.5 kN/m^2 για τον δεύτερο , και την στέγη.



Εικόνα 2.3 Κινητά φορτία

2.2.3 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχρηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (1)$$

Όπου:

μ_1 είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

C_e είναι ο συντελεστής εκθέσεως, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι :

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους ίσος με 0,8
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) ίσος με 1,2

Στην περίπτωση μας $C_e = 1$

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Στη περίπτωση μας $C_t = 1$ και από Πίνακα 5.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 για $\alpha=0^\circ$, προκύπτει :

$$\mu_1 = 0.8$$

Πίνακας 2.3 : Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

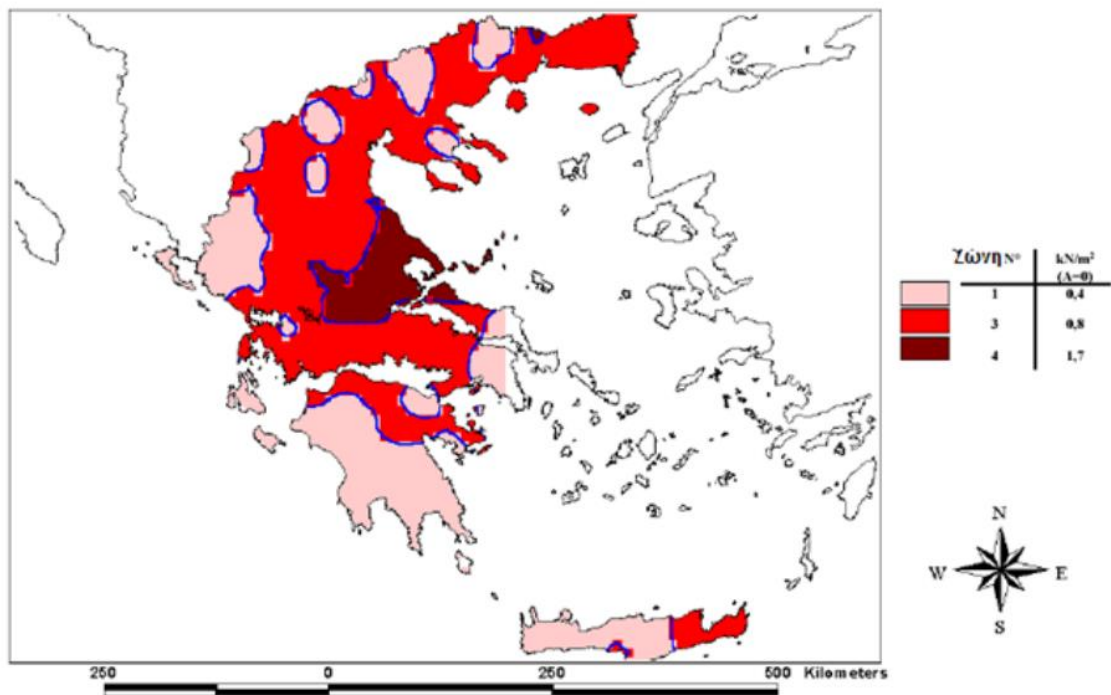
Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,80	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,00

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση :

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2)$$

Όπου: $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για $A=0$) σε kN/m^2

Ο φορέας αφορά την περιοχή της Χαλκιδικής, και το κτίριο μας προσεγγιστικά βρίσκεται στο επίπεδο της θάλασσας ($A=0\text{m}$) και βρίσκεται στη ζώνη χιονιού 3, άρα $s_{k,0}=0,8 \text{ KN/m}^2$.

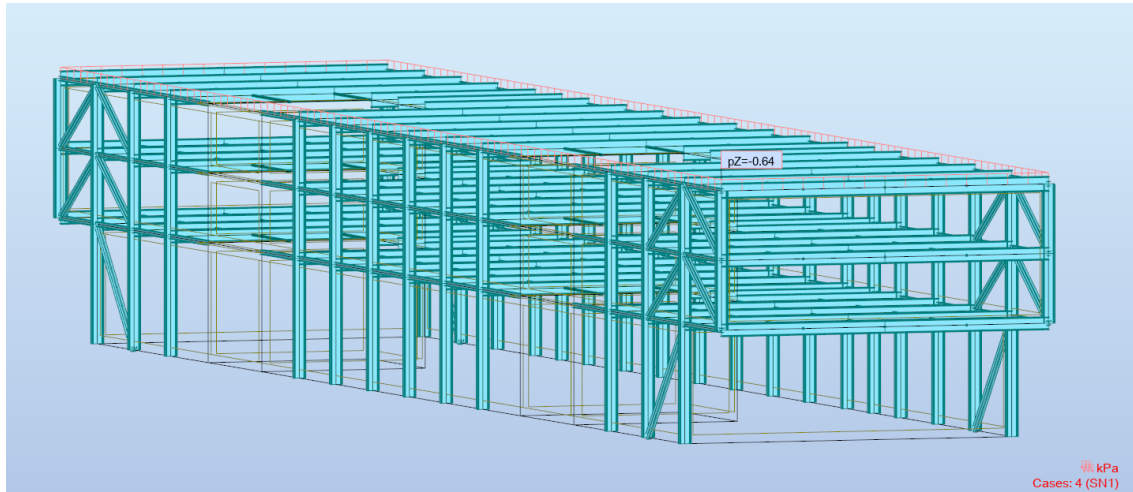


Εικόνα 2.4 : Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο A=0m

$$s_k = 0,8 \cdot \left(1 + \left(\frac{0}{917}\right)^2\right) = 0,8 \text{ kN/m}^2 \quad (3)$$

Αρα τελικά το φορτίο χιονιού προκύπτει

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$



Εικόνα 2.5: Φορτίο χιονιού

2.2.4 Δράσεις Ανέμου

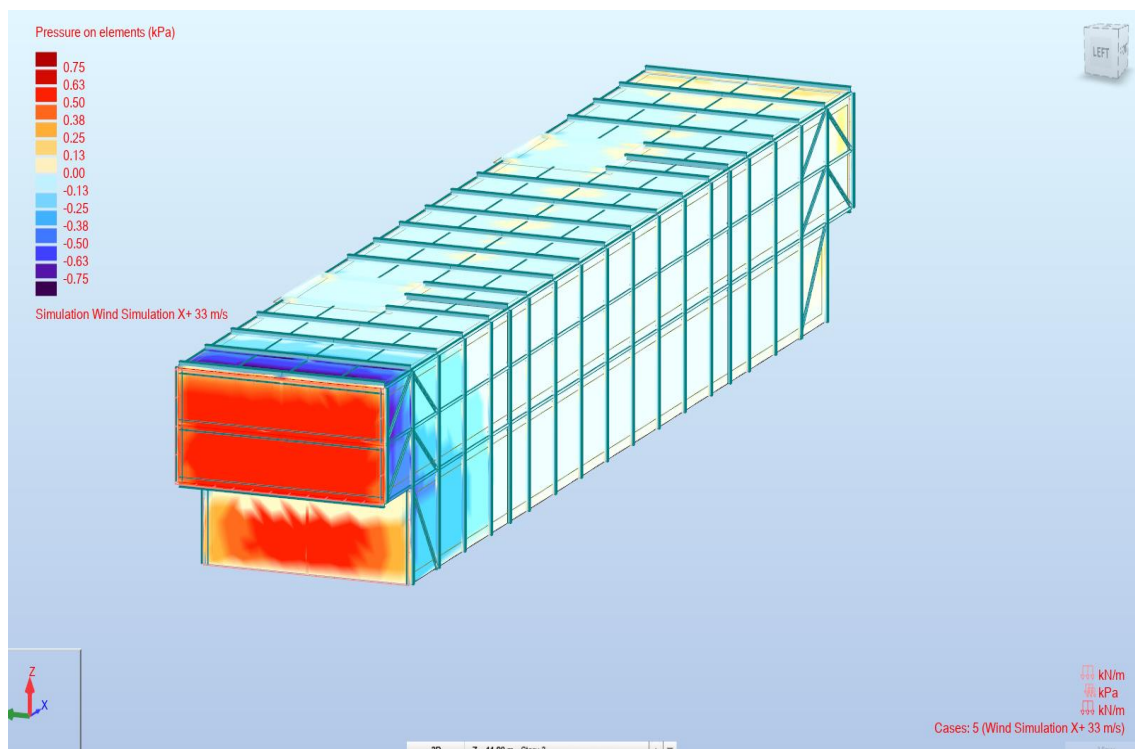
Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Σε κατασκευές με αρκετή ακαμψία από άκαμπτους τοίχους και πατώματα δεν χρειάζεται κατά κανόνα έλεγχος των ανεμοπιέσεων της όλης κατασκευής. Όταν η ασφάλεια κτιριακών έργων και στοιχείων σε ανατροπή και/ή ολίσθηση δεν είναι σίγουρη (π.χ. μονώροφες σιδηρές κατασκευές με ελεύθερο τον περιβάλλοντα χώρο, πολυώροφες οικοδομές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κ.λ.π.), πρέπει να ελέγχεται τόσο με άνεμο όσο και με τυχόν άλλα οριζόντια φορτία. Γενικά, όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε Ανεμοπίεση.

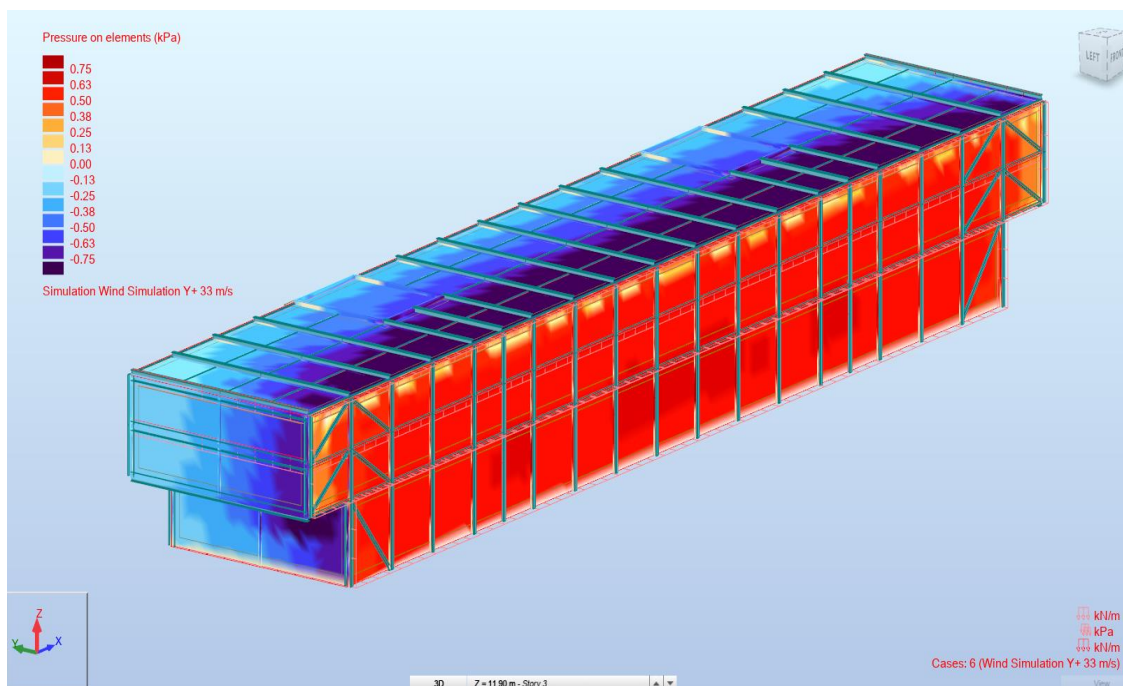
Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου για τη χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το παρόν έργο ανήκει στην πρώτη κατηγορία, άρα θα σχεδιάσουμε για ταχύτητα ανέμου 33m/s.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

Το Robot μας διευκολύνει πολύ στην συγκεκριμένη περίπτωση, εφόσον μπορεί να εκτελέσει προσομοιώσεις φορτίσεων από άνεμο, σε όλες τις διευθύνσεις, και να παράγει τις πιέσεις που προκύπτουν, όπως φαίνεται στις παρακάτω εικόνες. Στην παρούσα εργασία έγιναν προσομοιώσεις σε δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα x και τη θετική διεύθυνση του άξονα y.



Εικόνα 2.6 : Πιέσεις ανέμου κατά άξονα x



Εικόνα 2.7 : Πιέσεις ανέμου κατά άξονα γ

Όπως φαίνεται στα σχήματα 2.6 και 2.7, οι πιέσεις ανέμου κατά τον άξονα Χ+ είναι 0.5 kPa, και στην διεύθυνση Υ+ από 0.5 μέχρι 0.65 kPa.

2.2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις

εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση , την ταχύτητα , τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία , την κατανομή μάζας , την απόσβεση , τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.) .

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 , τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα . Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

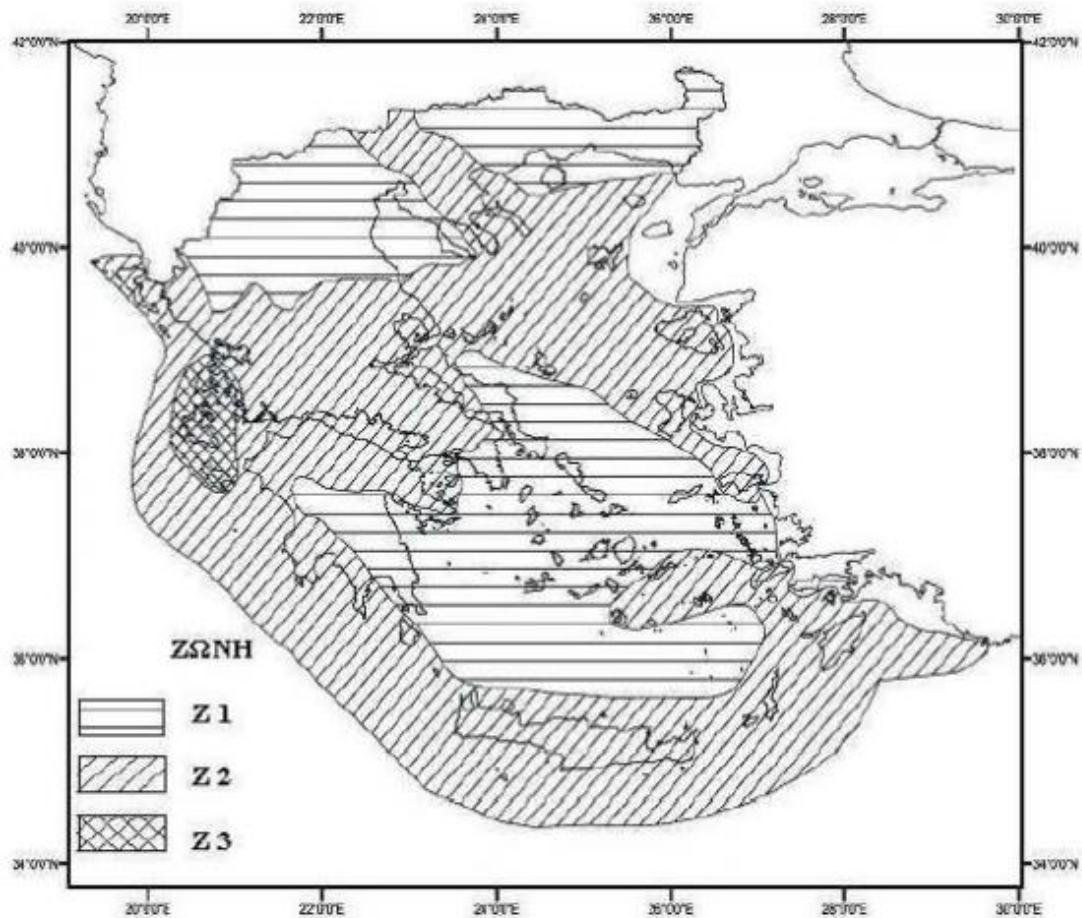
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης , η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης . αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα .

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων , καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο , τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο . Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I , II , III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας . Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης , η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη) .

Για την παρούσα κατασκευή το κτίριό μας βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Εικόνα 2.8 : Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $A=a \cdot g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24g$

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Ε. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων

, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 2.9 ,όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8 . Παρατίθεται ο πίνακας με τις τρεις πρώτες κατηγορίες εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>

Πίνακας 2.9 : Κατηγορίες εδάφους κατά ΕΚ8

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων , βιομηχανικά κτίρια , ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ίσος με 1.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχοματών που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

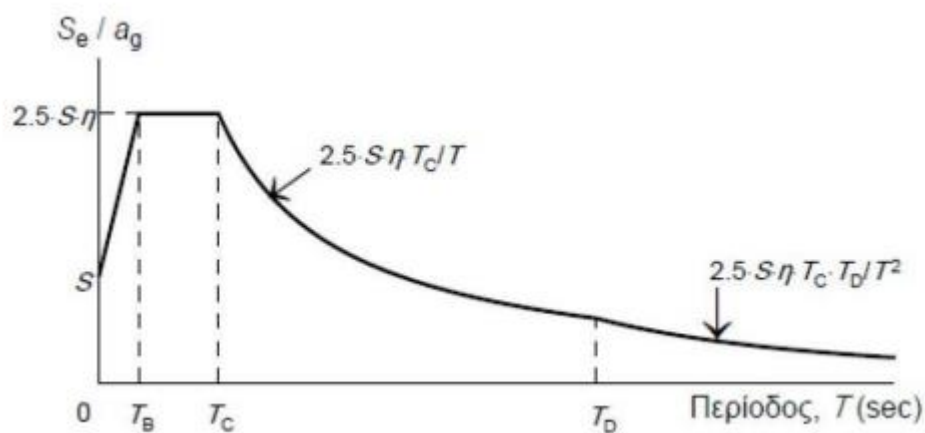
Πίνακας 2.10 : Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Φάσμα Σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση $A=0,24 g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (Ξενοδοχείο), $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$
- Απόσβεση 4%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$ ορίζεται ως εξής (ΕΚ8) :



$$s_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right), \quad 0 < T < T_B \quad (5)$$

$$s_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}, \quad T_D < T < T_C \quad (6)$$

$$s_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g, \quad T_C < T < T_D \quad (7)$$

$$sd(T) = ag * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \geq \beta * ag, T_D < T < 4sec \quad (8)$$

Όπου :

- $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης
- ag είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B ($ag = \gamma I * agR$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$

Για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε : $S=1.2$, $T_B=0.15sec$, $T_C=0.50sec$ και $T_D=2.00sec$

Εδαφικός Τύπος	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (S)
A	1	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,2	0,6	2,5
D	1,35	0,2	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 2.11: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

2.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος , τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων , οι οποίες ενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας .

- **Οριακές καταστάσεις αστοχίας** (Ultimate Limit States or ULS). Υπολογίζουν πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ , που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.
- **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας** (Serviceability Limit States or SLS). Υπολογίζουν μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για κάποιο μέλος αυτού.

Στη συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στο φορέα και εξάγουμε εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι λογικό και επόμενο να μη συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατό να εμφανιστούν ταυτόχρονα (για παράδειγμα δε συνδυάζεται η μέγιστη πίεση ανέμου με τη μέγιστη φόρτιση χιονιού) .

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας , παροδικές , τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

$$\sum_{j \geq i} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > i} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

Όπου :

- $G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,I}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
- P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης
- $\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- $\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- γ_p : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- $\Psi_{0,I}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990).

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1.35$, όπου είναι δυσμενής και 1.00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωση μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση :

$$E_d \leq R_d$$

Όπου

- E_d : η τιμή του σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, π.χ. Εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.
- R_d : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Δυσμενής Συνδυασμός, θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q :
 $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $1,35G+1,5W+1,5\cdot 0,7Q+1,5\cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $1,35G+1,5S+1,5\cdot 0,7Q+1,5\cdot 0,6W$

Ευμενής Συνδυασμός: $G+Q$

Παρακάτω, παρατίθεται το σχήμα 2.12, στο οποίο φαίνονται οι συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ULS), του παρόντος έργου στο Robot. Για καλύτερη κατανόηση τους , διευκρινίζεται ότι τα φορτία έχουν οριστεί ως εξής :

- 1: Ίδιο βάρος κατασκευής (SW)
- 2: Βάρος πλακών, επικαλύψεις στέγης και βάρη τοιχοποιίας (SDL)
- 3: Κινητά Φορτία (LL)
- 4: Φορτίο Χιονιού (SN)
- 5: Φορτίο ανέμου διεύθυνση Χ+
- 6: Φορτίο ανέμου διεύθυνση Υ+

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
17 (C)	ULS/1=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75
18 (C)	ULS/2=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50
19 (C)	ULS/3=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90+4*0.75
20 (C)	ULS/4=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90
21 (C)	ULS/5=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90+4*0.75
22 (C)	ULS/6=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90
23 (C)	ULS/7=1*1.35 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35
24 (C)	ULS/8=1*1.00 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50+4*0.75
25 (C)	ULS/9=1*1.00 +	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50
26 (C)	ULS/10=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.90+4*0.75
27 (C)	ULS/11=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50+5*0.90
28 (C)	ULS/12=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50+6*0.90+4*0.75
29 (C)	ULS/13=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.50+6*0.90
30 (C)	ULS/14=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00
31 (C)	ULS/15=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+4*0.75
32 (C)	ULS/16=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50
33 (C)	ULS/17=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50+4*0.75
34 (C)	ULS/18=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50
35 (C)	ULS/19=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+5*1.50+4*0.75
36 (C)	ULS/20=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+5*1.50
37 (C)	ULS/21=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+6*1.50+4*0.75
38 (C)	ULS/22=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+6*1.50
39 (C)	ULS/23=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+5*1.50+4*0.75
40 (C)	ULS/24=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+5*1.50
41 (C)	ULS/25=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+5*1.50+4*0.75
42 (C)	ULS/26=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+6*1.50
43 (C)	ULS/27=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+5*1.50+4*0.75
44 (C)	ULS/28=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+5*1.50
45 (C)	ULS/29=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+6*1.50+4*0.75
46 (C)	ULS/30=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+6*1.50
47 (C)	ULS/31=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50
48 (C)	ULS/32=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+5*0.90+4*1.50
49 (C)	ULS/33=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+3*1.05+6*0.90+4*1.50
50 (C)	ULS/34=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+4*1.50
51 (C)	ULS/35=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+5*0.90+4*1.50
52 (C)	ULS/36=1*1.35	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.35+6*0.90+4*1.50
53 (C)	ULS/37=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+4*1.50
54 (C)	ULS/38=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+5*0.90+4*1.50
55 (C)	ULS/39=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+3*1.05+6*0.90+4*1.50
56 (C)	ULS/40=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+4*1.50
57 (C)	ULS/41=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+5*0.90+4*1.50
58 (C)	ULS/42=1*1.00	Linear Combinati		Structural	(1+2)*1.00+6*0.90+4*1.50

Σχήμα 2.12: Συνδυασμοί Οριακής κατάστασης αστοχίας στο Robot

2.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$$\sum_{j \geq I} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j > i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

Συνδυασμοί :

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

G+Q+0,6W+0,5S

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W

$$G+W+0,7Q+0,5S$$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

$$G+S+0,7Q+0,6W$$

Παρακάτω, παρατίθεται το σχήμα 2.13, στο οποίο φαίνονται οι συνδυασμοί Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS), του παρόντος έργου στο Robot.

59 (C)	SLS:CHR/1=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+4*0.50
60 (C)	SLS:CHR/2=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00
61 (C)	SLS:CHR/3=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+5*0.60+4*0.50
62 (C)	SLS:CHR/4=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+5*0.60
63 (C)	SLS:CHR/5=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50
64 (C)	SLS:CHR/6=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+3)*1.00+6*0.60
65 (C)	SLS:CHR/7=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2)*1.00
66 (C)	SLS:CHR/8=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+5)*1.00+3*0.70+4*0.50
67 (C)	SLS:CHR/9=1*1.	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+5)*1.00+3*0.70
68 (C)	SLS:CHR/10=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+6)*1.00+3*0.70+4*0.50
69 (C)	SLS:CHR/11=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+6)*1.00+3*0.70
70 (C)	SLS:CHR/12=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+5)*1.00+4*0.50
71 (C)	SLS:CHR/13=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+5)*1.00
72 (C)	SLS:CHR/14=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+6)*1.00+4*0.50
73 (C)	SLS:CHR/15=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+6)*1.00
74 (C)	SLS:CHR/16=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00+3*0.70
75 (C)	SLS:CHR/17=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00+3*0.70+5*0.60
76 (C)	SLS:CHR/18=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00+3*0.70+6*0.60
77 (C)	SLS:CHR/19=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00
78 (C)	SLS:CHR/20=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00+5*0.60
79 (C)	SLS:CHR/21=1*	Linear Combinati	SLS:CH	dead	(1+2+4)*1.00+6*0.60
80 (C)	SLS:FRE/22=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+3*0.50
81 (C)	SLS:FRE/23=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00
82 (C)	SLS:FRE/24=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+3*0.30+5*0.20
83 (C)	SLS:FRE/25=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+3*0.30+6*0.20
84 (C)	SLS:FRE/26=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+5*0.20
85 (C)	SLS:FRE/27=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+6*0.20
86 (C)	SLS:FRE/28=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+3*0.30+4*0.20
87 (C)	SLS:FRE/29=1*1	Linear Combinati	SLS:FR	dead	(1+2)*1.00+4*0.20
88 (C)	SLS:QPR/30=1*	Linear Combinati	SLS:QP	dead	(1+2)*1.00+3*0.30
89 (C)	SLS:QPR/31=1*	Linear Combinati	SLS:QP	dead	(1+2)*1.00

Σχήμα 2.13 Συνδυασμοί SLS στο Robot

2.3.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού)

$$\sum_{j \geq I} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq i} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

Όπου :

- $G_{k,j}$: Χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- $Q_{k,I}$: Χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
- P : Χαρακτηριστική τιμή προέντασης
- A_{Ed} : Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\Psi_{2,I}$: Συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις σεισμού:

$$G + A_{ED} + 0.60 \cdot Q$$

Η σεισμική δύναμη A_{ED} υπολογίζεται από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis, ως συνδυασμός τριών σεισμικών συνιστωσών, για κάθε άξονα του χώρου x, y, z .

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)* Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα. * Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 2.12: Συντελεστές ψ

3. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis. Παρουσιάζονται οι τελικές διατομές των μελών, όπως προέκυψαν με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

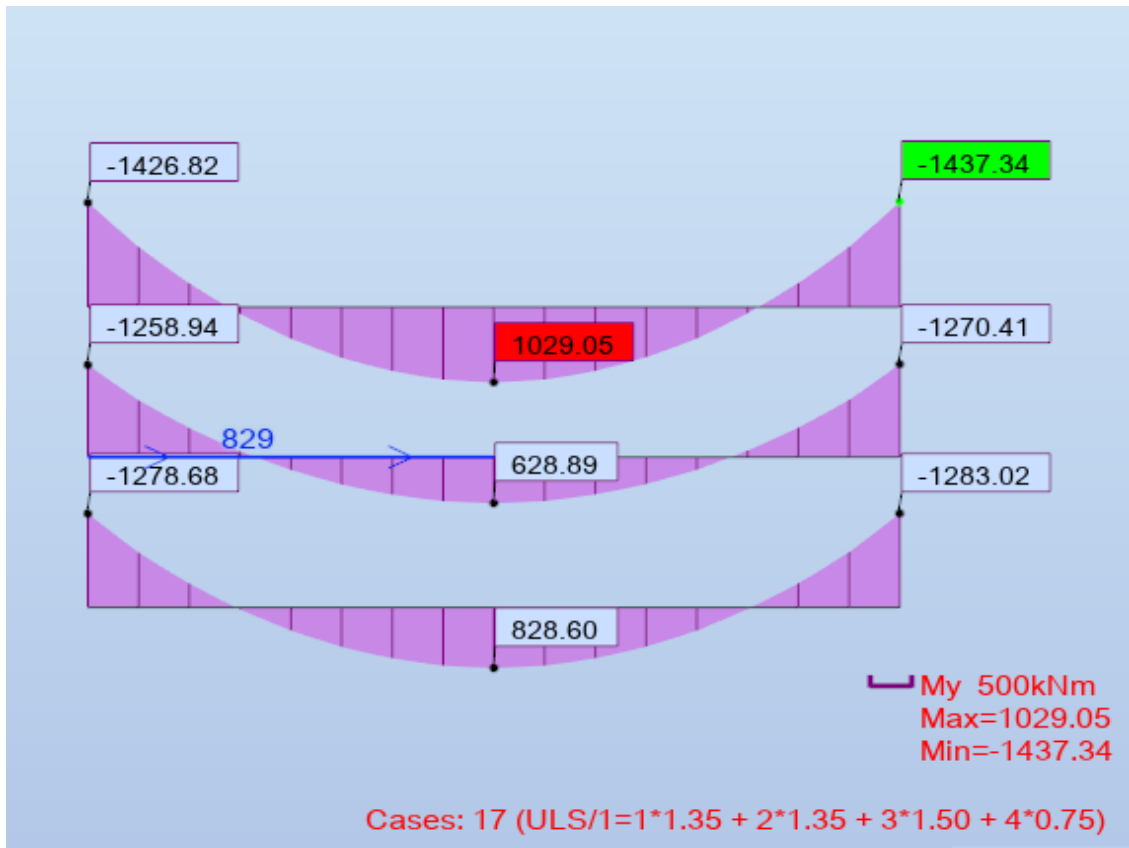
Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS) είναι αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε τέμνουσα, αντοχής σε κάμψη, έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

3.1 Εντατικά Μεγέθη

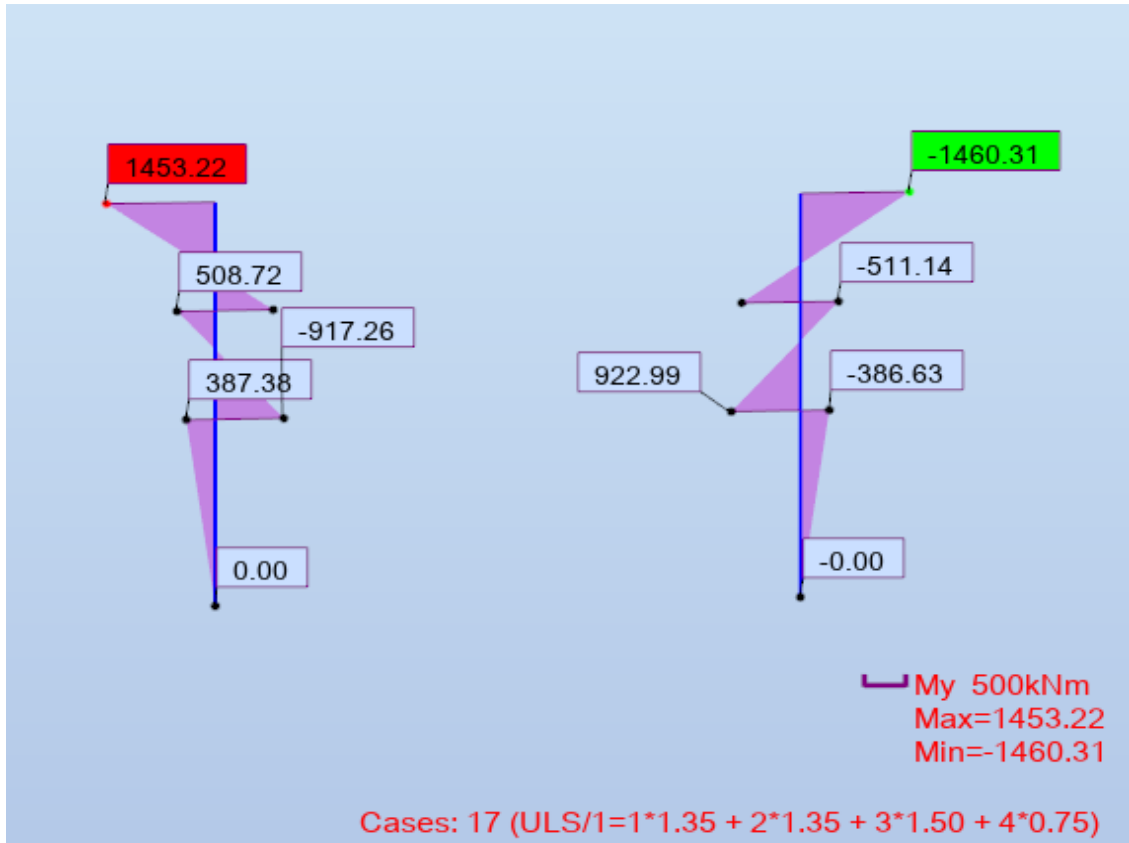
Στα σχήματα που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών κάμψης ($M_{y,Ed}$), τεμνουσών ($V_{z,Ed}$) και αξονικών (N_{Ed}) δυνάμεων για ένα τυπικό πλαίσιο του φορέα, όπως προέκυψαν από τη δράση του συνδυασμού

$$\mathbf{ULS/3 = 1.35(SW + SDL) + 1.5LL + 0.75S + 0.9Wx}$$

Τα διαγράμματα ροπών (M_z και M_x) και τεμνουσών δυνάμεων (V_y και V_x) επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν διότι οι τιμές των μεγεθών είναι αμελητέες και επιπλέον δεν αποτελούν κρίσιμα μεγέθη για τη διαστασιολόγηση του φορέα.

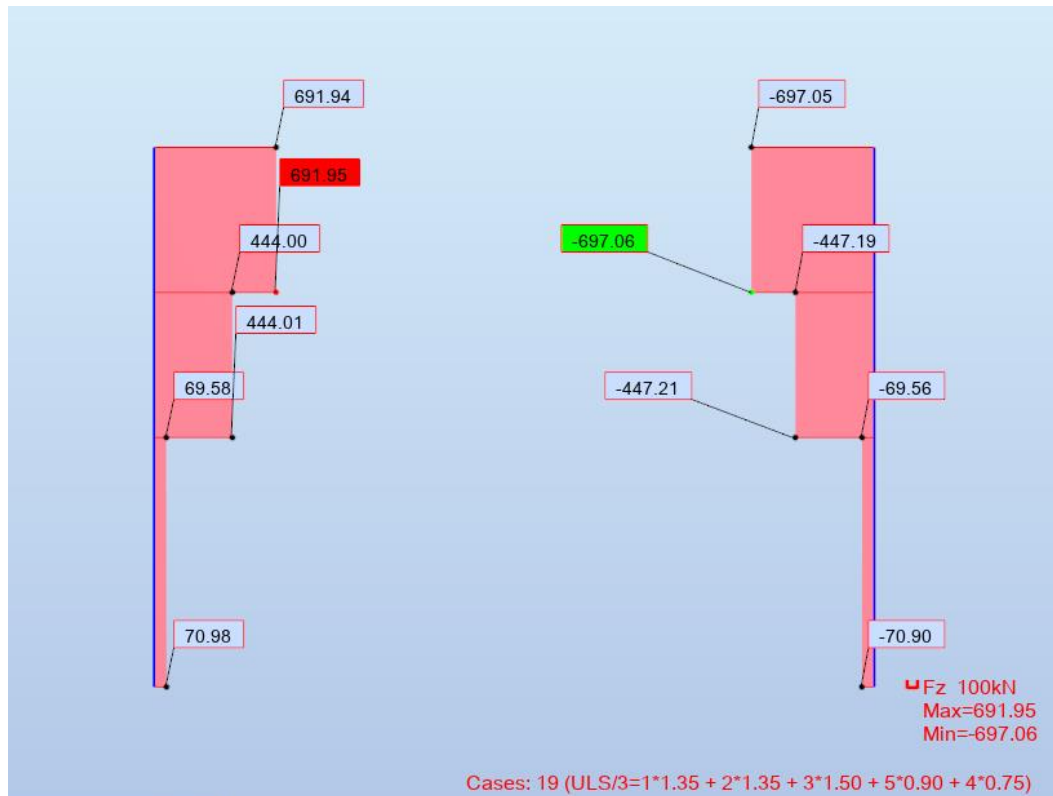


Εικόνα 3.1 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Eδ}$ τυπικών κυρίων δοκών

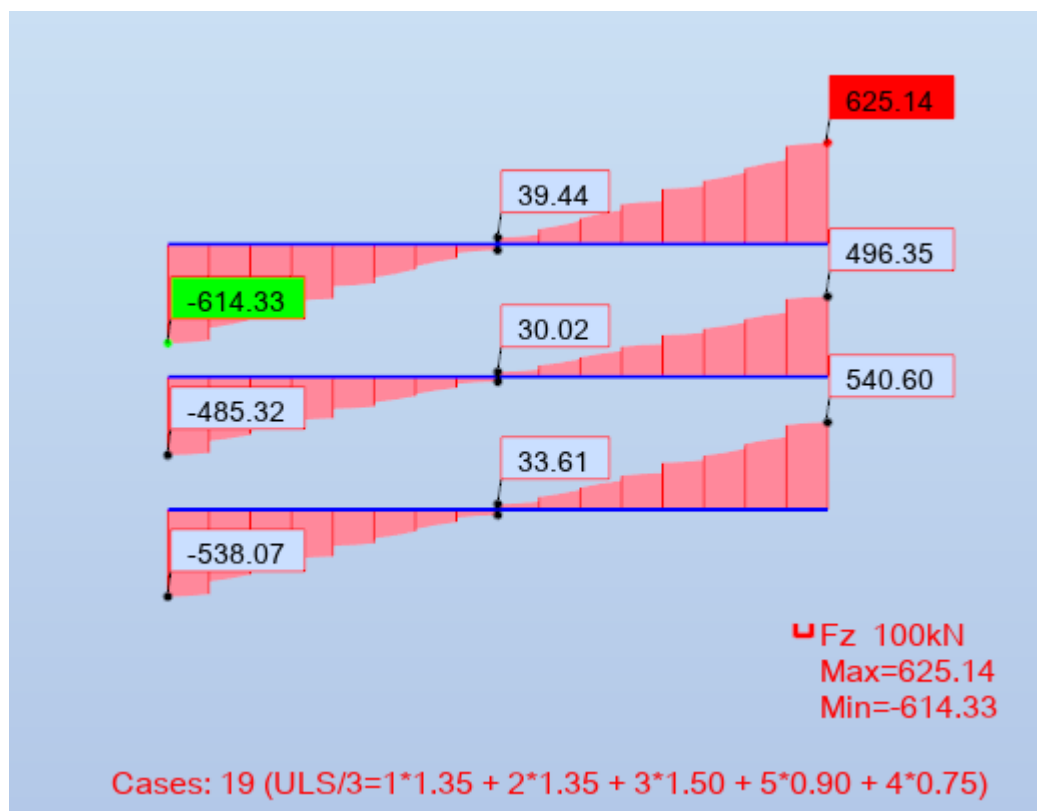


Εικόνα 3.2 : Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Eδ}$ τυπικών υποστυλωμάτων

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

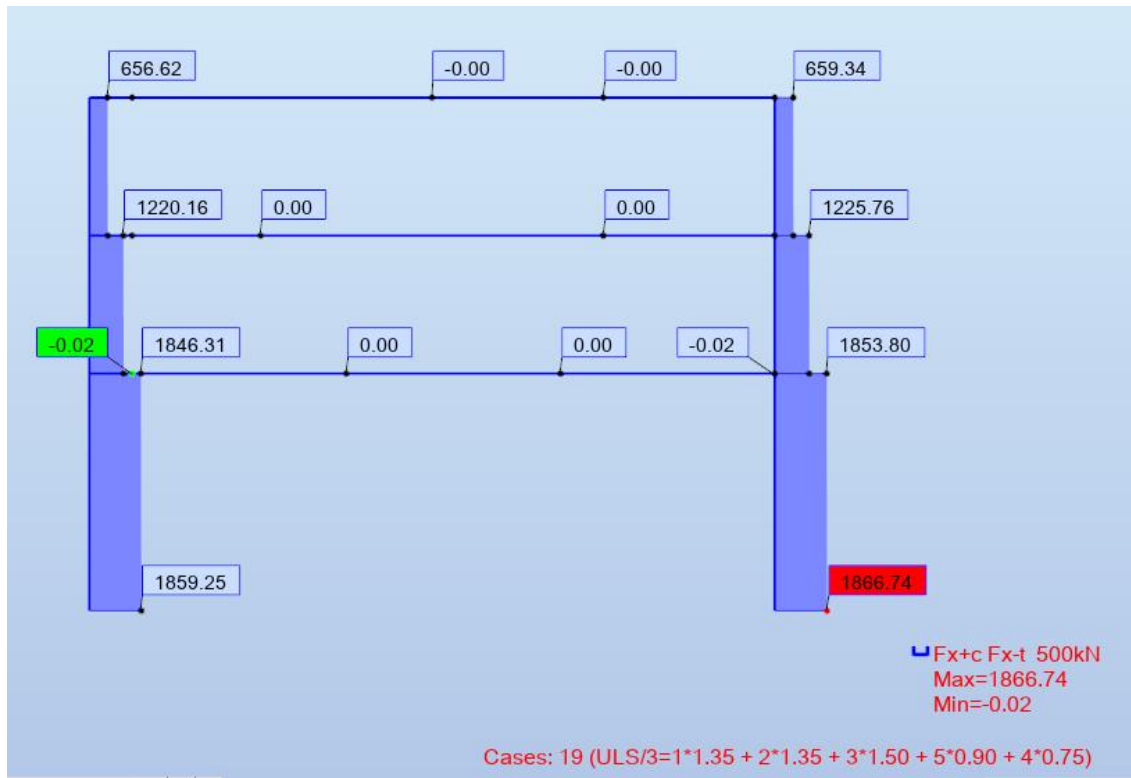


Εικόνα 3.3 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου

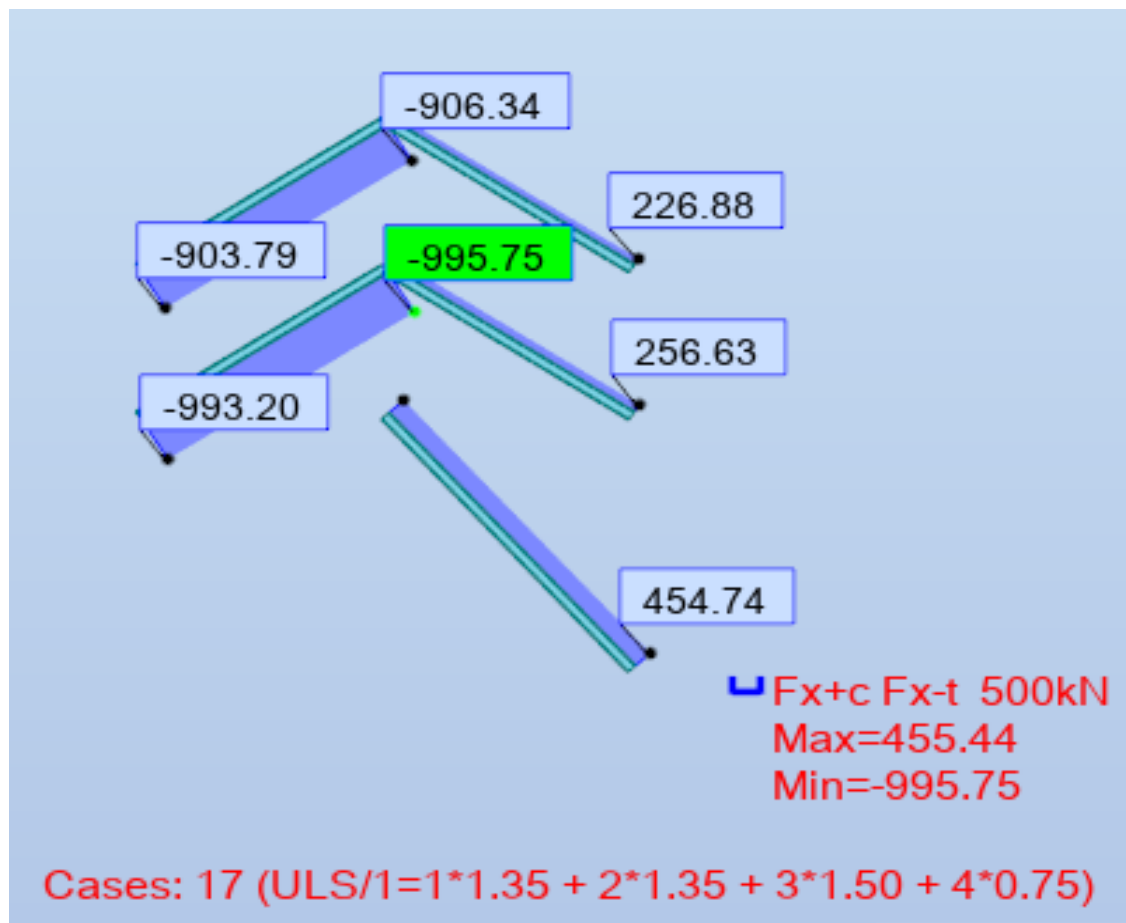


Εικόνα 3.4 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ κυρίων δοκών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ



Εικόνα 3.5: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} των υποστυλωμάτων τυπικού πλαισίου



Εικόνα 3.6 Αξονική δύναμη συνδέσμων δυσκαμψίας

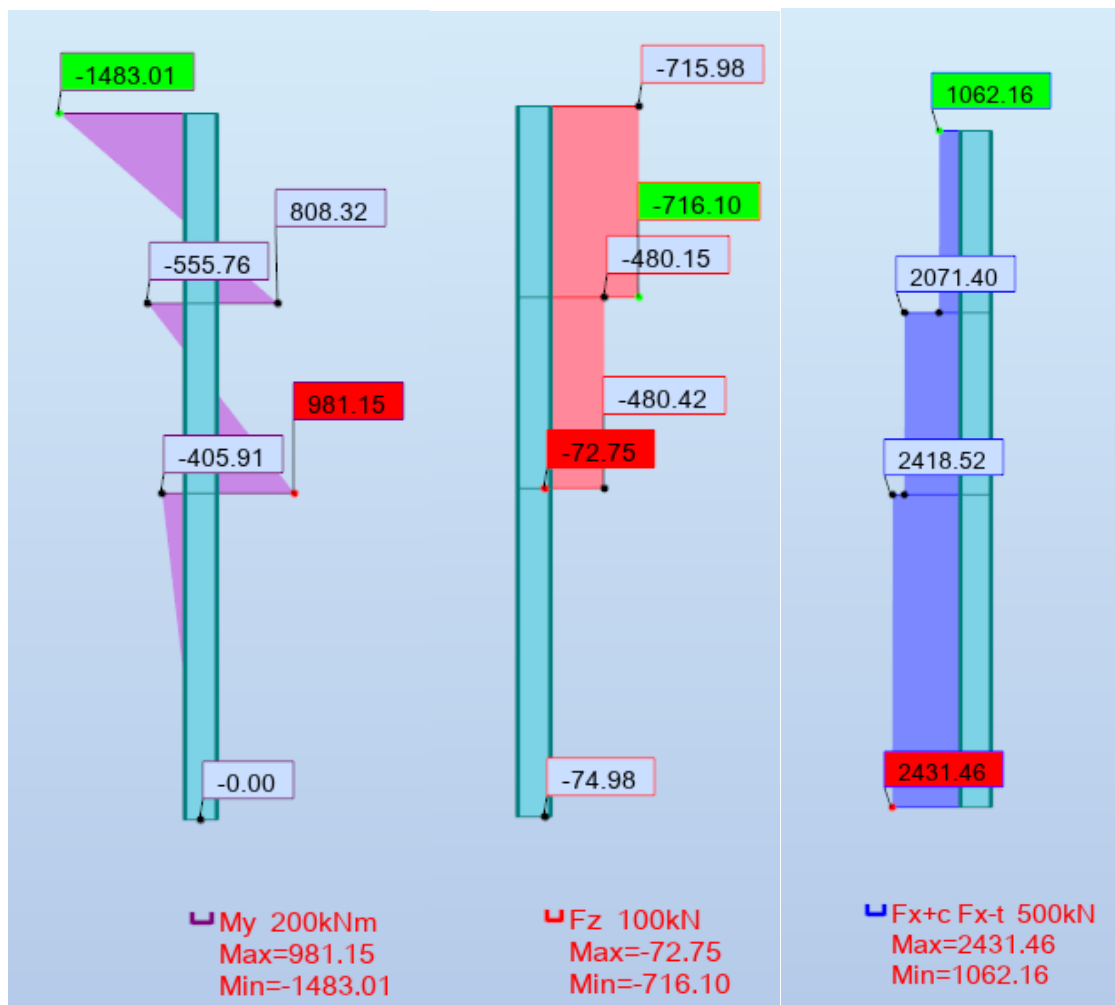
3.2 Έλεγχος διατομών και μελών

Το πρόγραμμα Robot Structural Analysis κάνει αυτόματα όλους τους ελέγχους που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 3 και βγάξει αποτελέσματα για την επάρκεια των διατομών και την ευστάθεια των μελών. Οι παράμετροι του καμπτικού και του στρεπτοκαμτικού λυγισμού εισάγονται από το χρήστη. Παρακάτω παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του δυσμενέστερου συνδυασμού φόρτισης για κάθε μέλος, οι παράμετροι καμπτικού και στρεπτοκαμτικού λυγισμού και οι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους.

Αρχικά παρατίθενται οι έλεγχοι του δυσμενέστερου υποστυλώματος του 2^{ου} ορόφου , στον συνδυασμό ULS/3. Το μήκος λυγισμού του, και όλων των υπόλοιπων υποστυλωμάτων, ελήφθη ίσο με το πραγματικό τους ύψος και στις δύο διευθύνσεις.

Στο πρώτο τμήμα του παράθυρου διαλόγου φαίνονται η κατηγορία της διατομής, οι τιμές των δρώντων εντατικών μεγεθών και οι αντίστοιχες αντοχές της διατομής. Στο δεύτερο τμήμα παρουσιάζονται οι παράμετροι του στρεπτοκαμτικού λυγισμού όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Στο τέταρτο τμήμα παρουσιάζονται οι έλεγχοι της διατομής σε διαξονική κάμψη, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της αξονικής δύναμης, και σε διάτμηση. Στο τελευταίο τμήμα παρατίθεται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης για το συνδυασμό αξονικής θλιπτικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.

Η τελική διατομή που προέκυψε είναι HEA 600 για τον 2^ο όροφο, HEA 550 για τον 3^ο και HEA 2450 για τον 1^ο. Ωστόσο για λόγους τυποποίησής και ομοιομορφίας, χρησιμοποιήθηκε HEA 600 και στους τρεις ορόφους. Παρακάτω βλέπουμε και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών του εν λόγω υποστυλώματος.



Εικόνα 3.7 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος M_y , V_z , N

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 9 2 Columns

MEMBER: 85 Column_85

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 19 ULS/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 5*0.90 + 4*0.75
 (1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90+4*0.75

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 600

h=59.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=163.28 cm ²	Az=93.21 cm ²	Ax=226.46 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=141208.00 cm ⁴	Iz=11271.30 cm ⁴	Ix=440.00 cm ⁴
tf=2.5 cm	Wely=4786.71 cm ³	Welz=751.42 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 2078.94 kN	My _{Ed} = 981.15 kN*m	Mz _{Ed} = 14.70 kN*m	Vy _{Ed} = 7.60 kN
Nc,Rd = 8039.26 kN	My _{Ed,max} = 981.15 kN*m		Mz _{Ed,max} = 14.70 kN*m
	Vy,T,Rd = 3346.53 kN		
Nb,Rd = 6754.95 kN	My,c,Rd = 1699.28 kN*m	Mz,c,Rd = 266.75 kN*m	Vz _{Ed} = -480.42 kN
			Vz,T,Rd = 1910.38 kN
	Mb,Rd = 1699.28 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Class of section = 3



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 19023.69 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=3.20 m	Lam_LT = 0.30	fi,LT = 0.52	XLT,mod = 1.00

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.17
Lcr,y = 3.20 m	Xy = 1.00
Lamy = 12.81	kzy = 0.66



About z axis:

Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.59
Lcr,z = 3.20 m	Xz = 0.84
Lamz = 45.36	kzz = 0.67

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + My_{Ed}/My_{c,Rd} + Mz_{Ed}/Mz_{c,Rd} = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (fy/gM0) = 0.89 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (fy / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\text{Lambda}_{y} = 12.81 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 45.36 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (Xy * N_{Rk}/gM1) + kyy * My_{Ed,max} / (XLT * My_{Rk}/gM1) + kyz * Mz_{Ed,max} / (Mz_{Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (Xz * N_{Rk}/gM1) + kzy * My_{Ed,max} / (XLT * My_{Rk}/gM1) + kzz * Mz_{Ed,max} / (Mz_{Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Παρακάτω βλέπουμε τους ελέγχους της δυσμενέστερης δοκού στην διεύθυνση Y, στον 3^ο όροφο. Η διατομή που προκύπτει είναι HEA 700. HEA 700 προκύπτει επίσης για τον 1^ο και 3^ο όροφο, άρα όλες οι δοκοί στην διεύθυνση Y θα είναι HEA 700.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 7 3 y Rafters

MEMBER: 861 Beam_861
 7.95 m

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 17 ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75

MATERIAL:

S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 700

h=69.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=176.09 cm²

Az=116.97 cm²

Ax=260.48 cm²

tw=1.5 cm

Iy=215301.00 cm⁴

Iz=12178.80 cm⁴

Ix=513.89 cm⁴

tf=2.7 cm

Wply=7032.14 cm³

Wplz=1256.76 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 0.04 kN

My,Ed = -1472.12 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN

Nc,Rd = 9246.97 kN

My,Ed,max = -1472.12 kN*m

Mz,Ed,max = 0.00 kN*m

Vy,T,Rd = 3608.77 kN

Nb,Rd = 6919.48 kN

My,c,Rd = 2496.41 kN*m

Mz,c,Rd = 446.15 kN*m

Vz,Ed = -639.08 kN

MN,y,Rd = 2496.41 kN*m

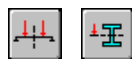
MN,z,Rd = 446.15 kN*m

Vz,T,Rd = 2397.36 kN

Mb,Rd = 1495.44 kN*m

Tt,Ed = 0.01 kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00

Mcr = 2090.54 kN*m

Curve,LT - c

XLT = 0.58

Lcr,low=7.95 m

Lam_LT = 1.09

fi,LT = 1.12

XLT,mod = 0.60

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 7.95 m

Lam_y = 0.36

Lcr,y = 7.95 m

Xy = 0.96

Lamy = 27.65

kyy = 1.00



About z axis:

Lz = 7.95 m

Lam_z = 0.76

Lcr,z = 3.98 m

Xz = 0.75

Lamz = 58.13

kyz = 1.55

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 27.65 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 58.13 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Ακολουθούν οι έλεγχοι των δευτερευουσών δοκών του 1^{ου} ορόφου. Από τους ελέγχους προέκυψε ότι διατομή HEA 160 θα επαρκούσε , αλλά για λόγους μηχανικής ευστάθειας του φορέα , επιλέχθηκε διατομή HEA 180.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 2 1 X Rafters

MEMBER: 601 Beam_601

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 21 ULS/5=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 6*0.90 + 4*0.75

$$(1+2) \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 + 6 \cdot 0.90 + 4 \cdot 0.75$$

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: HEA 160

h=15.2 cm

g_{M0}=1.00

g_{M1}=1.00

b=16.0 cm

A_y=32.53 cm²

A_z=13.21 cm²

A_x=38.77 cm²

tw=0.6 cm

I_y=1672.98 cm⁴

I_z=615.57 cm⁴

I_x=10.90 cm⁴

tf=0.9 cm

W_{ply}=245.17 cm³

W_{plz}=117.63 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

$N_{,Ed} = 0.02 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -14.32 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.07 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1376.38 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -34.30 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -0.08 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 665.82 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 375.19 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 87.03 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 41.76 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 28.90 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 87.03 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 41.76 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 270.52 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 62.41 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = 0.01 \text{ kN*m}$
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 86.39 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$X_{LT} = 0.70$
$L_{cr,low} = 5.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.00$	$f_{i,LT} = 0.98$	$X_{LT,mod} = 0.72$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 5.00 \text{ m}$	$Lam_y = 1.00$
$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$	$X_y = 0.60$
$Lam_y = 76.12$	$k_{yy} = 1.00$



About z axis:

$L_z = 5.00 \text{ m}$	$Lam_z = 1.64$
$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$	$X_z = 0.27$
$Lam_z = 125.48$	$k_{yz} = 0.93$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 76.12 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 125.48 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Ακολουθεί έλεγχος των δευτερευουσών δοκών του 3^{ου} ορόφου. Η διατομή που προέκυψε είναι HEA 140, αλλά για λόγους τυποποίησης και μηχανικής ευστάθειας του φορέα, τελικά επιλέγουμε HEA 180 και για τους 3 ορόφους.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 4 3 X Rafters

MEMBER: 589
5.00 m

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L =

LOADS:

Governing Load Case: 17 ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75

MATERIAL:

S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa

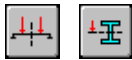


SECTION PARAMETERS: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm ²	Az=10.12 cm ²	Ax=31.42 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm ⁴	Iz=389.32 cm ⁴	Ix=7.97 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm ³	Wplz=84.85 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 0.01 kN	My,Ed = -24.89 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 1115.27 kN	My,Ed,max = -24.89 kN*m		Mz,Ed,max = 0.00 kN*m
	Vy,T,Rd = 538.33 kN		
Nb,Rd = 247.82 kN	My,c,Rd = 61.59 kN*m	Mz,c,Rd = 30.12 kN*m	Vz,Ed = -21.14 kN
	MN,y,Rd = 61.59 kN*m	MN,z,Rd = 30.12 kN*m	Vz,T,Rd = 207.03 kN
	Mb,Rd = 42.52 kN*m		Tt,Ed = -0.02 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 56.39 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.67
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.05	fi,LT = 1.02	XLT,mod = 0.69

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 5.00 m	Lam_y = 1.14
Lcr,y = 5.00 m	Xy = 0.51
Lamy = 87.19	kyy = 1.00



About z axis:

Lz = 5.00 m	Lam_z = 1.86
Lcr,z = 5.00 m	Xz = 0.22
Lamz = 142.03	kyz = 0.88

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y,Ed} = 87.19 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 142.03 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.59 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.59 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.30 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Ακολουθούν οι έλεγχοι των πλαγίων συνδέσμων δυσκαμψίας, των οποίων ο ρόλος είναι κυρίως να μεταφέρουν το φορτίο των δύο προβόλων, που δεν έχουν υποστυλώμα στον 1^ο όροφο, στα δίπλα υποστυλώματα. Αναπόφευκτα ωστόσο, λόγω της μορφολογίας των συνδέσμων, αναλαμβάνουν και ένα μέρος της σεισμικής δύναμης. Για τον λόγο αυτό, προέκυψε ότι κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για τους συνδέσμους είναι ο σεισμικός συνδυασμός ACC:SEI/4. Τελικά, η διατομή που προέκυψε είναι η HEA 240.

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: X bars
MEMBER: 8 Beam_8 **POINT:** 3 **COORDINATE:** x = 1.00 L = 7.43 m

LOADS:
Governing Load Case: 93 ACC:SEI/4=1*1.00+2*1.00+3*0.30+8*-1.00+9*-1.00+11*-1.00+13...
 (1+2)*1.00+3*0.30+(8+9+11+13+14+16)*-1.00

MATERIAL:
 S 355 (S 355) fy = 355.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 540.29 kN
 Nc,Rd = 2727.66 kN
 Nb,Rd = 759.62 kN

Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 7.43 m Lam_y = 0.97
Lcr,y = 7.43 m Xy = 0.62
Lamy = 73.95



About z axis:

Lz = 7.43 m Lam_z = 1.62
Lcr,z = 7.43 m Xz = 0.28
Lamz = 123.82

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Global stability check of member:

$\Lambda_{y} = 73.95 < \Lambda_{max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 123.82 < \Lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.71 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Section OK !!!

3.3 Οπλισμός μελών από σκυρόδεμα

3.3.1 Πλάκες

Και οι τρεις όροφοι έχουν πλάκες πάχους 15 cm από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Οι παράμετροι με τις οποίες σχεδιάστηκαν και οπλίστηκαν οι πλάκες, φαίνονται παρακάτω.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Plate and shell parameters - required reinforcement

EN 1992-1-1:2004 AC:2008

1.1.1 General

Name: RC floor
Design type: simple bending
Reinforcement direction: according to axis X
Structure class: S1

1.1.2 Materials

Concrete: As in the structure model
Steel: B500C, Characteristic strength 500.00(MPa)
Ductility class: C
Cement class: N

1.1.3 SLS Parameters

1.1.3.1 Calculation range

Cracking: YES
- Reinforcement correction: YES

1.1.3.1 Calculation range

Cracking:	YES
Deflection:	YES
- Reinforcement correction:	NO

1.1.3.2 Maximum values

Deflection:	$f < 30.0 \text{ mm}$
-------------	-----------------------

1.1.3.3 Upper layer

Environment class:	X0
Allowable crack width:	$w_k < 0.4 \text{ mm}$

1.1.3.4 Lower layer

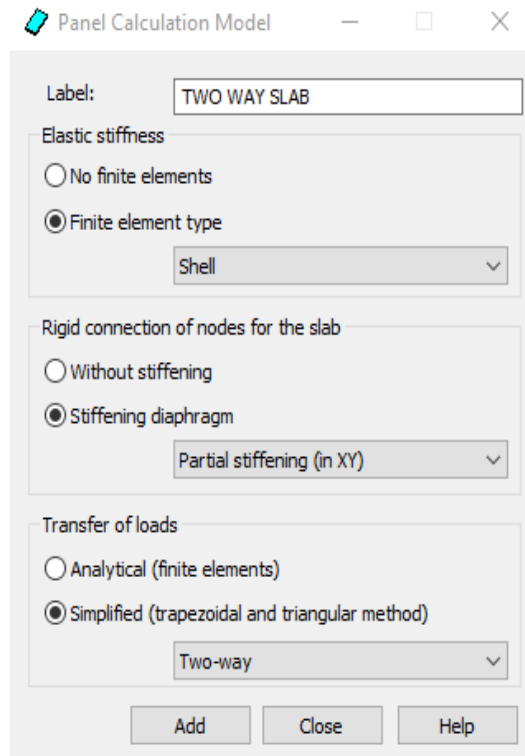
Environment class:	X0
Allowable crack width:	$w_k < 0.4 \text{ mm}$

1.1.3.5 Other parameters

Concrete age at the moment of load application:	90 days
Environment relative humidity:	80 %

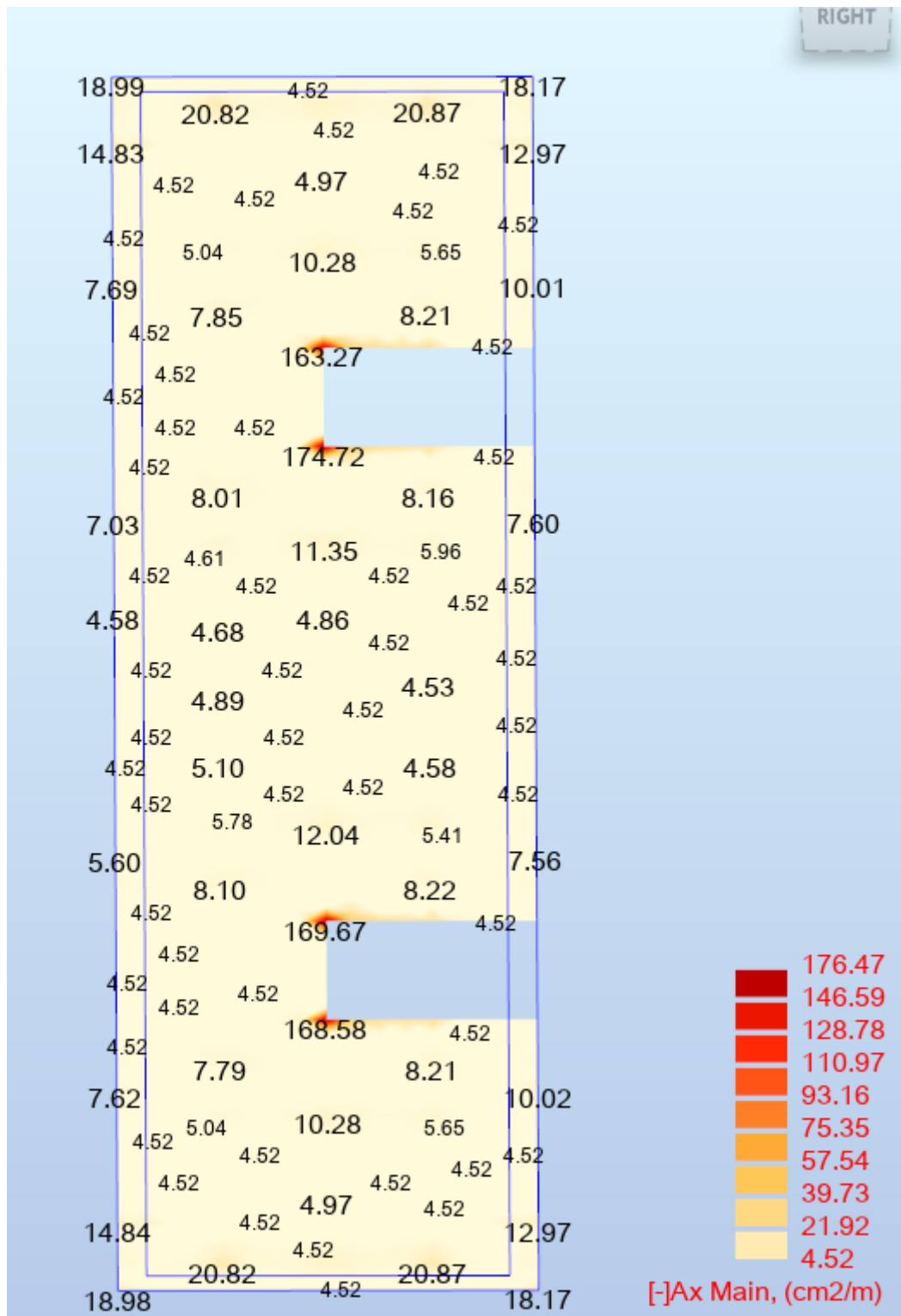
1.1.4 Reinforcement

Bottom reinforcement diameters:	$d_1 = 12, d_2 = 12$
Top reinforcement diameters:	$d_1' = 12, d_2' = 12$
Cover:	lower $c_1 = 4.00(\text{cm})$, upper $c_2 = 4.00(\text{cm})$,
Cover deviations:	$C_{dev} = 1.00(\text{cm})$, $C_{dur} = 0.00(\text{cm})$
Reinforcement layout:	bi-directional
Minimum reinforcement:	For FE for which reinforcement $A_s > 0$
Small risk of brittle failure:	NO
Disable spacing conditions 9.3.1.1(3):	NO
Disable SLS conditions 7.3.2(2):	NO

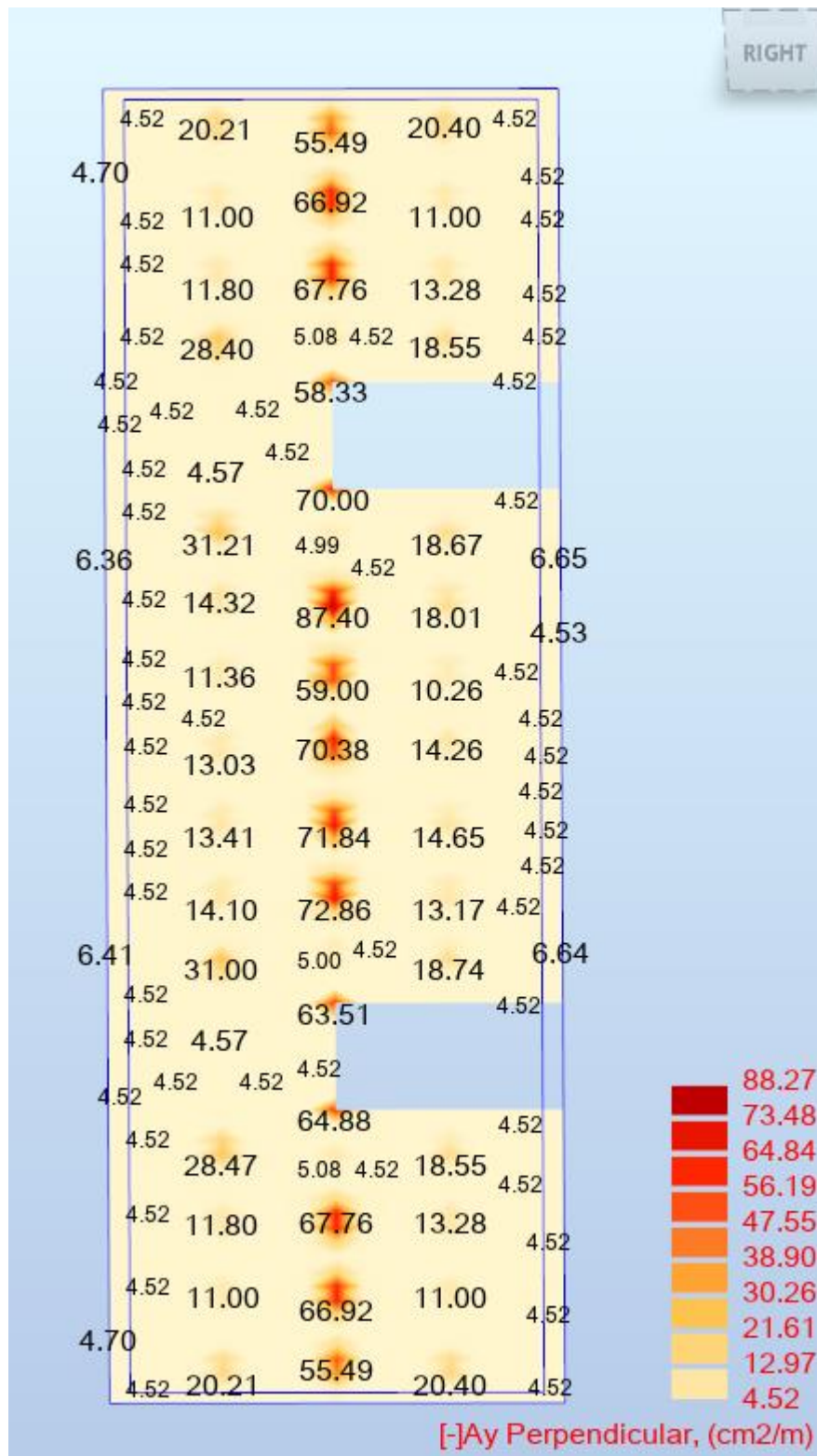


Εικόνα 3.8 : Παράμετροι πλακών

Στην εικόνα 3.9, φαίνεται ο οπλισμός που προκύπτει για τον άξονα x , όπως τον υπολόγισε το πρόγραμμα Robot structural Analysis, λαμβάνοντας υπόψιν όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων ULS και SLS. Στην εικόνα 3.10 φαίνεται ο οπλισμός που προέκυψε για τον άξονα ψ .

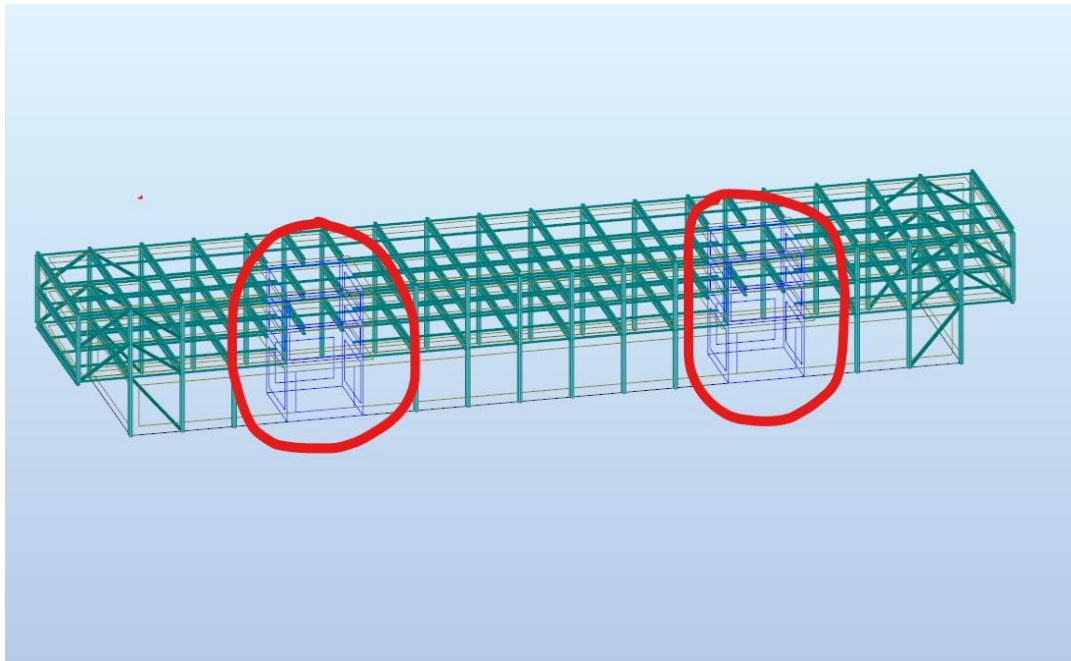


Εικόνα 3.9: Οπλισμός πλάκας 3^{ου} ορόφου κατά άξονα x



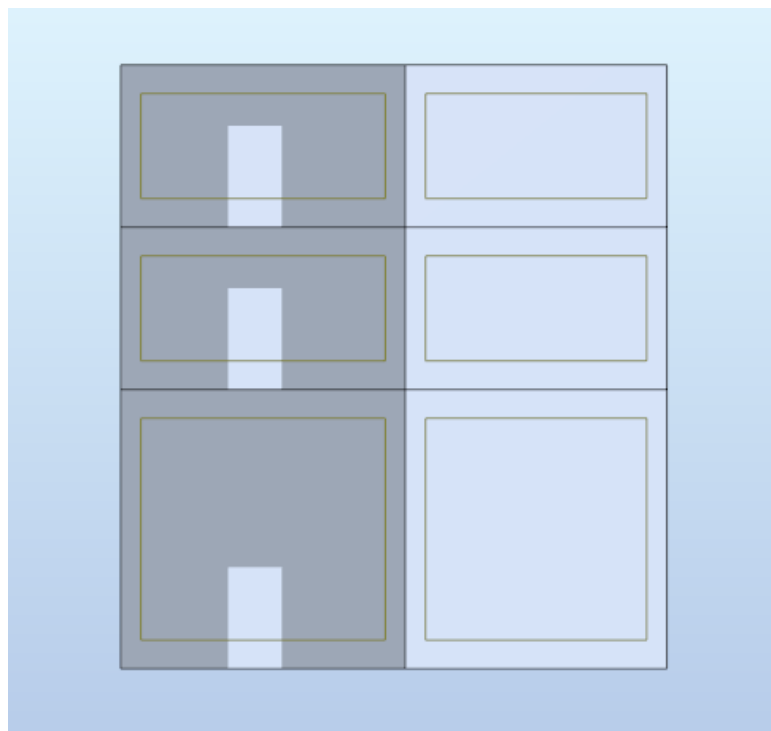
Σχήμα 3.10 : Οπλισμός πλάκας 3^{ου} ορόφου κατά άξονα γ

3.3.2 Οπλισμός πυρήνων




Εικόνα 3.11 : πυρήνες οπλισμένου σκυροδέματος

Οι πυρήνες αποτελούνται περιμετρικά από τοιχία σκυροδέματος C20/25 πάχους 20 cm. Σε κάθε όροφο υπάρχει άνοιγμα πλάτους 1,5m και ύψους 2m.



Σχήμα 3.12 Ανοίγματα πυρήνων

Ο κύριος ρόλος των πυρήνων στατικά, είναι να αναλάβει την σεισμική δράση, εφόσον στην μεγαλύτερη επιφάνεια του κτιρίου δεν υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Για τον λόγο αυτό, θα πρέπει να τους οπλίσουμε. Παρακάτω φαίνονται οι παράμετροι που επιλέχθηκαν για την όπλιση.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Plate and shell parameters - required reinforcement

EN 1992-1-1:2004 AC:2008

1.1.5 General

Name: RC wall
 Design type: bending + compression/tension
 Reinforcement direction: according to axis Z
 Structure class: S1

1.1.6 Materials

Concrete: As in the structure model
 Steel: B500C, Characteristic strength 500.00(MPa)
 Ductility class: C
 Cement class: N

1.1.7 SLS Parameters

1.1.7.1 Calculation range

Cracking:	YES
- Reinforcement correction:	YES
Deflection:	NO
- Reinforcement correction:	NO

1.1.7.2 Maximum values

Deflection: $f < 30.0 \text{ mm}$

1.1.7.3 Upper layer

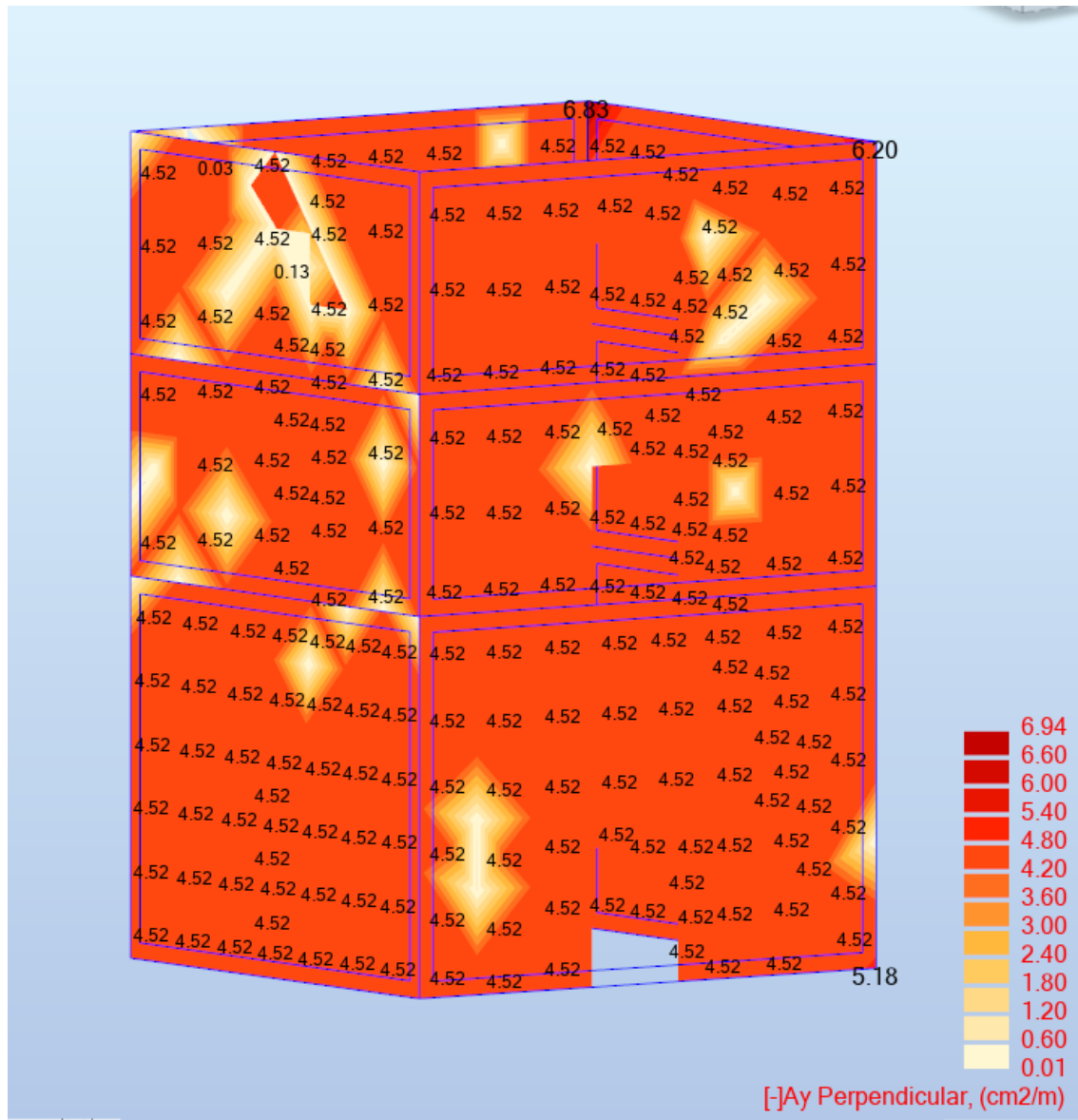
Environment class: X0
 Allowable crack width: $w_k < 0.4 \text{ mm}$

1.1.7.4 Lower layer

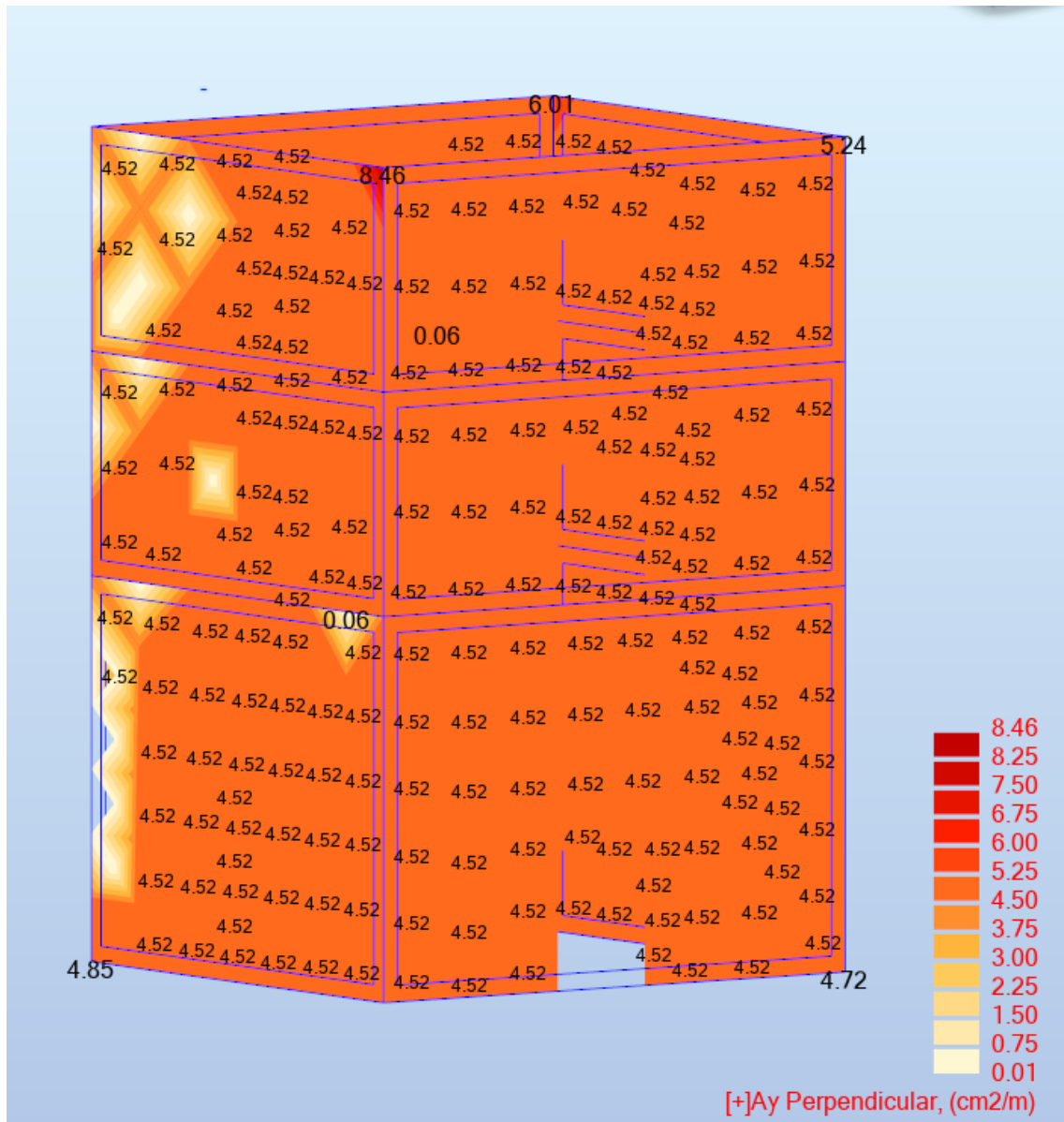
Environment class: X0
 Allowable crack width: $w_k < 0.4 \text{ mm}$

1.1.7.5 Other parameters

Concrete age at the moment of load application:	90 days
Environment relative humidity:	80 %



Σχήμα 3.15 : Δευτερεύον οπλισμός πυρήνα (Άξονας Y, κάτω οπλισμός)

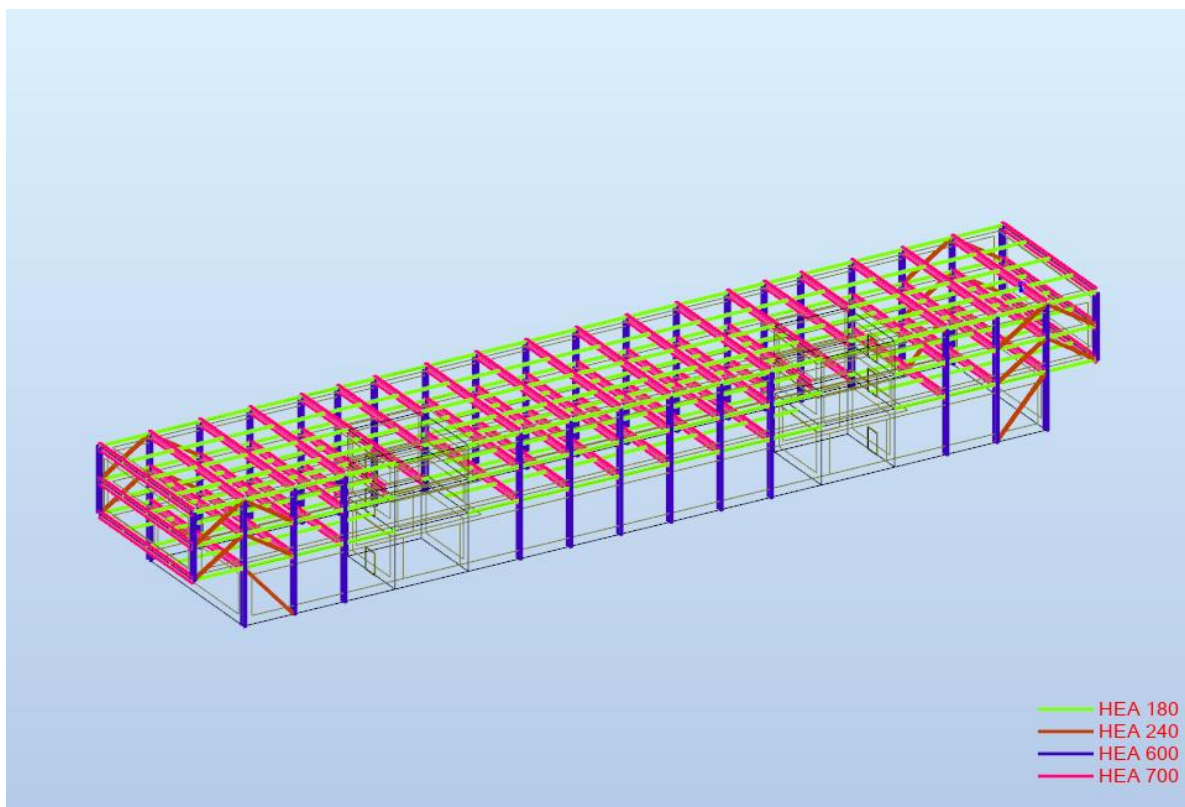


Σχήμα 3.16 : Δευτερεύον οπλισμός πυρήνα (Άξονας Y, πάνω οπλισμός)

Το έργο μας είναι συμμετρικό, άρα και στους δύο πυρήνες ασκούνται τα ίδια φορτία, συνεπώς θα οπλιστούν με τον ίδιο τρόπο.

3.4 Διατομές Φορέα

Στην εικόνα που ακολουθεί, παρουσιάζεται μία χρωματική απεικόνιση των διατομών που προέκυψαν από τον σχεδιασμό του φορέα. Τα χαρακτηριστικά κάθε διατομής που επιλέχθηκε υπάρχουν μέσα στους ελέγχους που έγιναν παραπάνω.



Εικόνα 3.17 : Τελικές διατομές

Υποστυλώματα : HEA 600

Κύριες δοκοί : HEA 700

Δευτερεύουσες δοκοί : HEA 180

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας : HEA 240

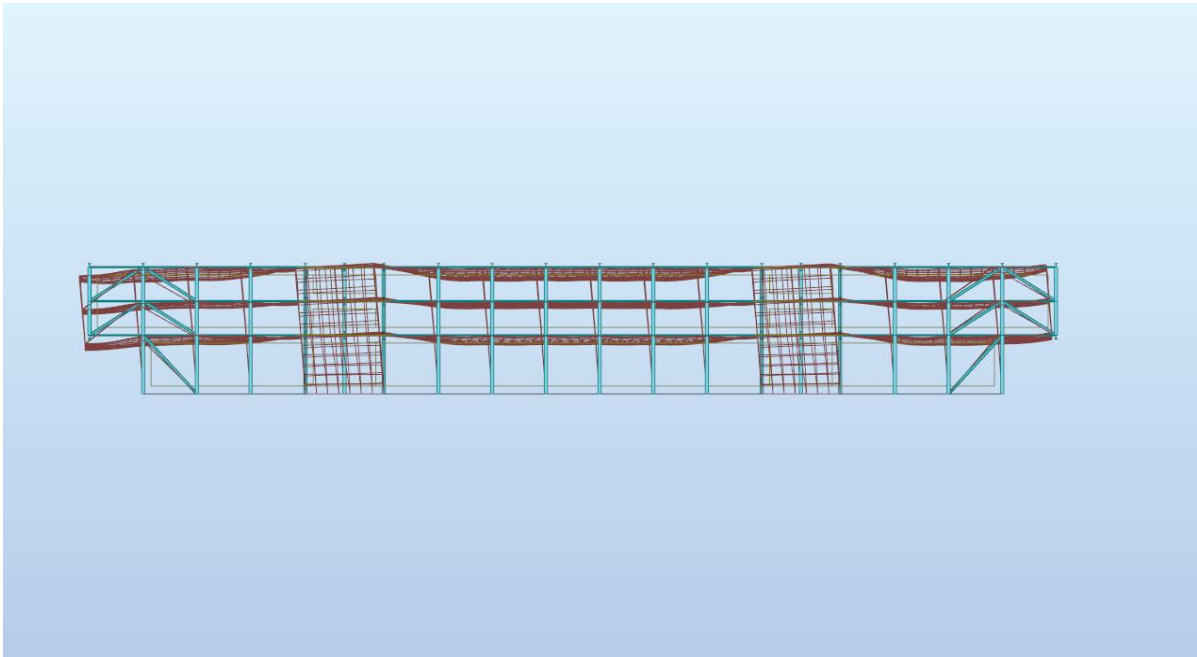
4. Σεισμική απόκριση κτιρίου

4.1 Ιδιομορφές φορέα

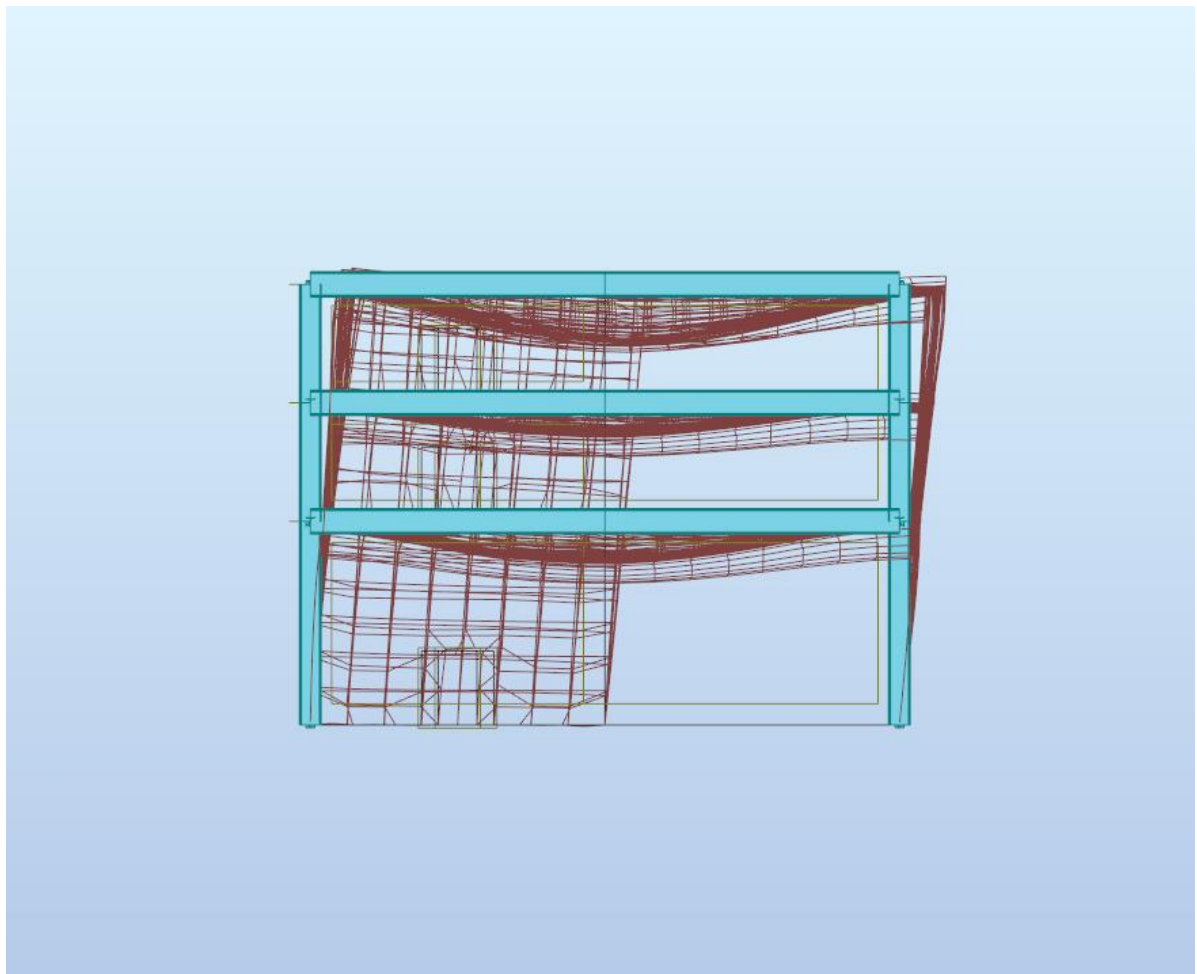
Ιδιοπερίοδος φορέα Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά Χ και Υ. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 87.71% και το 87.58% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας για τις διευθύνσεις Χ και Υ αντίστοιχα, στην ιδιομορφή 37.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
7/ 1	3.31	0.30	0.00	0.00	6.95	0.00	0.00	6.95	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 2	3.35	0.30	0.09	0.00	6.95	0.09	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 3	3.35	0.30	0.09	0.00	17.13	0.00	0.00	10.18	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 4	3.44	0.29	0.09	0.00	17.13	0.00	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 5	3.74	0.27	0.64	0.00	17.13	0.55	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 6	3.74	0.27	0.64	0.00	18.24	0.00	0.00	1.12	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 7	3.75	0.27	0.64	0.00	18.33	0.00	0.00	0.08	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 8	4.02	0.25	0.64	0.00	18.90	0.00	0.00	0.58	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 9	4.02	0.25	0.81	0.00	18.91	0.17	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 10	4.02	0.25	0.81	0.00	20.77	0.00	0.00	1.87	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 11	4.16	0.24	0.87	0.00	20.77	0.05	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 12	4.16	0.24	3.16	0.00	20.77	2.29	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 13	4.20	0.24	3.16	0.00	32.44	0.00	0.00	11.67	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 14	4.29	0.23	3.21	0.00	32.45	0.05	0.00	0.01	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 15	4.29	0.23	3.21	0.00	43.79	0.00	0.00	11.34	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 16	4.37	0.23	3.34	0.00	43.79	0.12	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 17	4.37	0.23	3.34	0.00	45.68	0.00	0.00	1.88	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 18	4.42	0.23	3.40	0.00	45.68	0.07	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 19	4.48	0.22	3.40	0.00	45.81	0.00	0.00	0.13	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 20	4.51	0.22	11.05	0.00	45.81	7.65	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 21	4.58	0.22	11.05	0.00	46.95	0.00	0.00	1.14	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 22	4.64	0.22	15.87	0.00	46.95	4.83	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 23	4.73	0.21	15.87	0.01	48.67	0.00	0.01	1.72	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 24	4.76	0.21	15.95	0.01	48.67	0.08	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 25	4.77	0.21	15.95	0.02	49.81	0.00	0.01	1.15	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 26	5.08	0.20	15.96	0.02	49.81	0.00	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 27	5.12	0.20	15.96	0.09	50.39	0.00	0.06	0.57	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 28	5.23	0.19	16.92	0.09	50.39	0.96	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 29	5.24	0.19	16.92	0.09	50.49	0.00	0.00	0.10	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 30	5.31	0.19	17.54	0.09	50.49	0.63	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 31	5.39	0.19	29.41	0.09	50.49	11.87	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 32	5.47	0.18	29.41	0.35	51.56	0.00	0.25	1.07	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 33	5.64	0.18	29.41	87.45	51.56	0.00	87.10	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 34	5.75	0.17	86.11	87.45	51.56	56.69	0.01	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 35	6.00	0.17	86.11	87.49	51.68	0.00	0.03	0.12	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 36	6.22	0.16	86.11	87.58	52.40	0.00	0.09	0.72	4228423.27	4228423.27	4228423.27
7/ 37	6.26	0.16	86.71	87.58	52.40	0.60	0.00	0.00	4228423.27	4228423.27	4228423.27

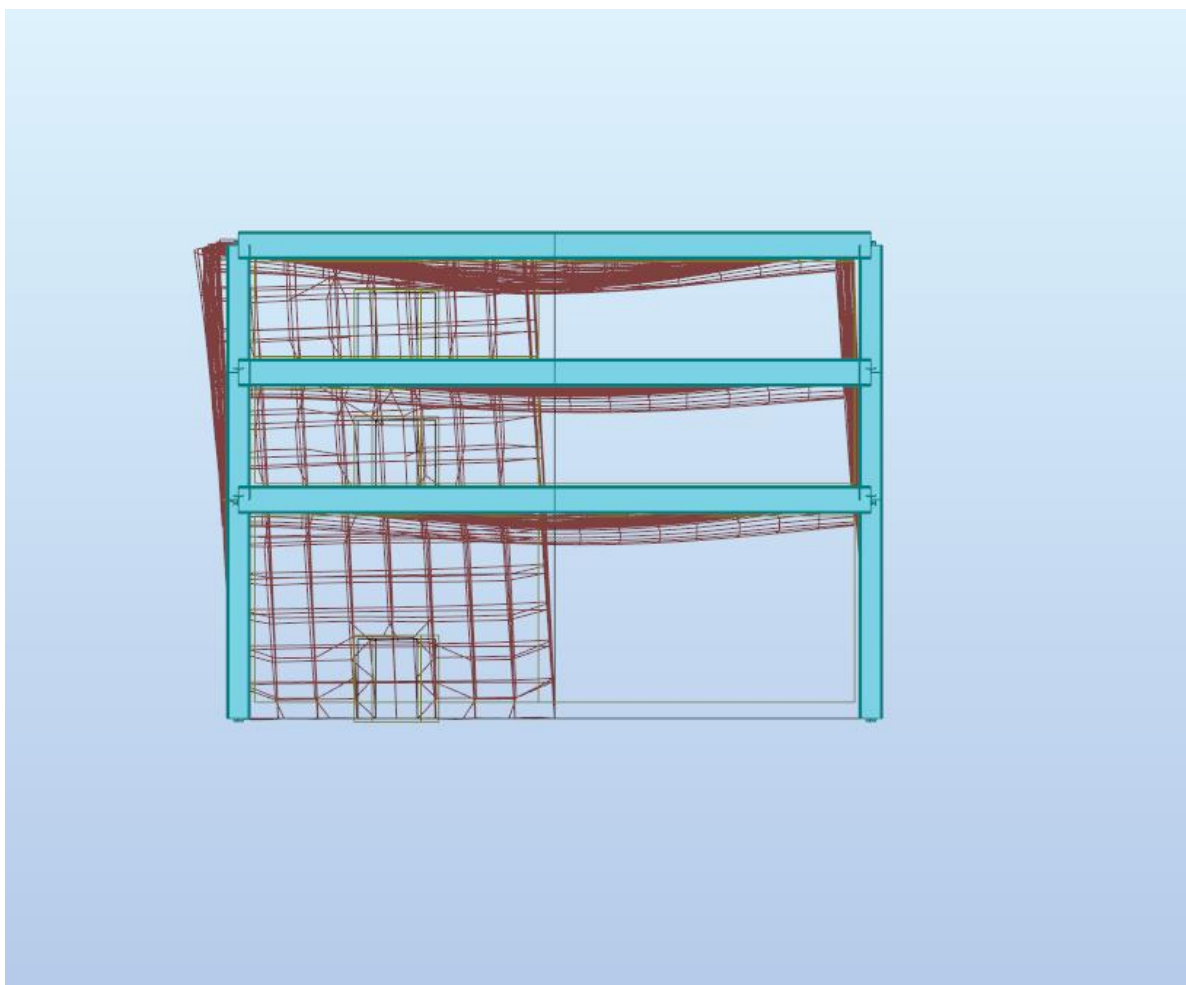
Πίνακας 4.1 : Ιδιοπερίοδοι, αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομόρφης και θεωρούμενη μάζα του φορέα.



Σχήμα 4.2 : Ιδιομορφή για σεισμό στον άξονα X



Σχήμα 4.3 : Ιδιομορφή για σεισμό στον άξονα Υ+



Σχήμα 4.3 : Ιδιομορφή για σεισμό στον άξονα Υ-

5. Μετακινήσεις φορέα

5.1 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος για τον περιορισμό των βλαβών της κατασκευής είναι βασικός σε κτήρια τα οποία σχεδιάζονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και συνδέεται άμεσα με τον περιορισμό των γωνιακών παραμορφώσεων « γ » και των σχετικών μετακινήσεων « dr » των ορόφων. Η σχετική μετακίνηση κάθε ορόφου, η οποία υπολογίζεται ως η διαφορά των μετακινήσεων του πάνω διαφράγματος (πλάκας) στην κεφαλή του υποστυλώματος και του κάτω διαφράγματος στον πόδα του ίδιου υποστυλώματος, πρέπει να περιορίζεται σε:

- 0,5% για ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις) συνδεδεμένα με το φορέα
- 0,7% για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα

Ο έλεγχος, που αφορά τη μετακίνηση στις διευθύνσεις X και Y, πραγματοποιείται μέσω της σχέσης:

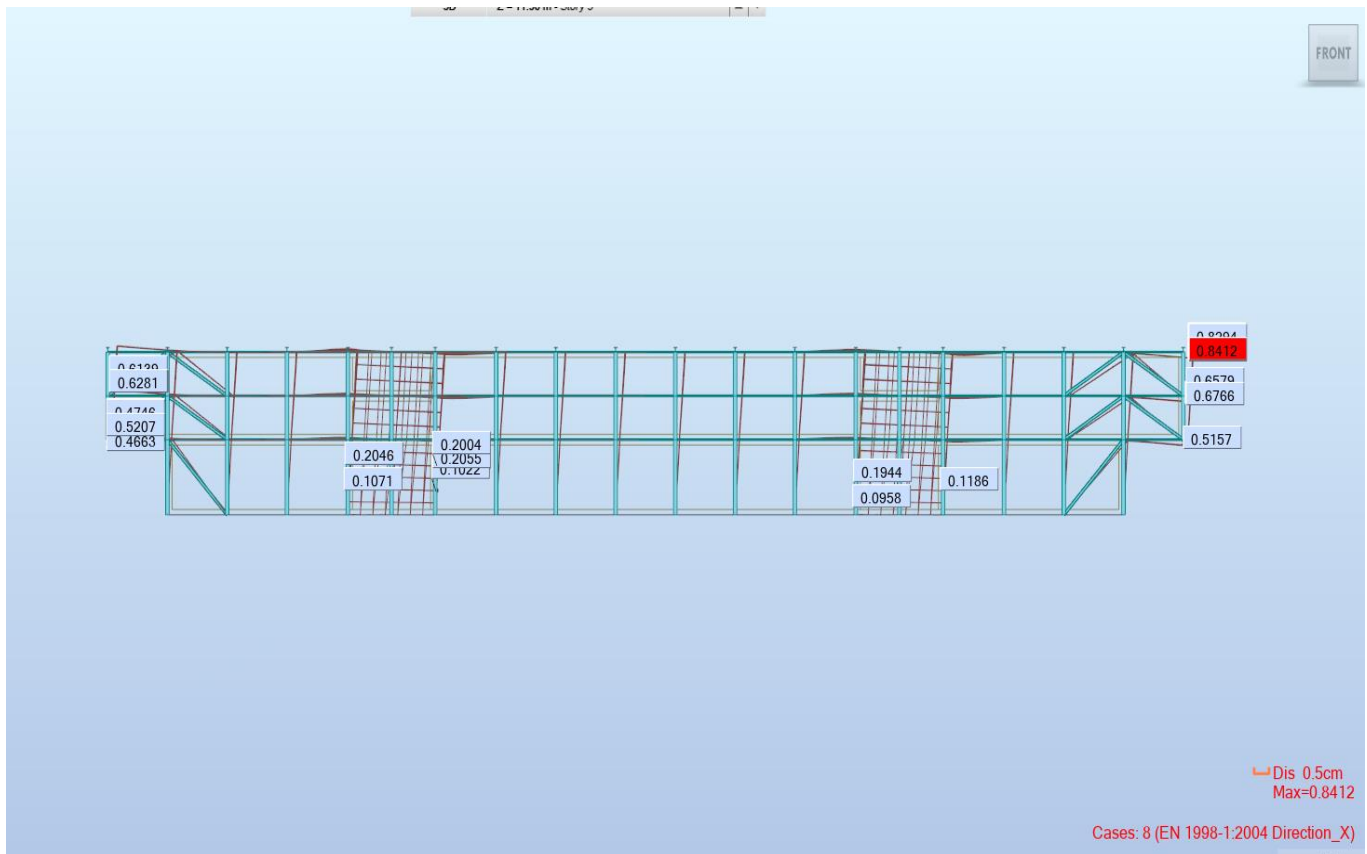
$$\gamma = \frac{dr \cdot q \cdot v}{h} \leq 0,005 \text{ (0.5\%)} \quad (12)$$

$$dr \leq \frac{0,005 \cdot h}{q \cdot v}$$

Όπου :

- γ η γωνιακή παραμόρφωση
- $dr = do - du$ η σχετική μετακίνηση του ορόφου
- do η μετακίνηση του διαφράγματος στην κεφαλή του υποστυλώματος
- du η μετακίνηση του διαφράγματος στον πόδα του υποστυλώματος
- q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής v ο συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (κατηγορίας σπουδαιότητας II, ισούται με 0,5) h το ύψος του κάθε ορόφου

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός ήταν εκείνος του σεισμού.



Εικόνα 5.1 : Μέγιστες μετακινήσεις κατά άξονα X σε cm

Σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, γίνεται έλεγχος και για τους τρεις ορόφους :

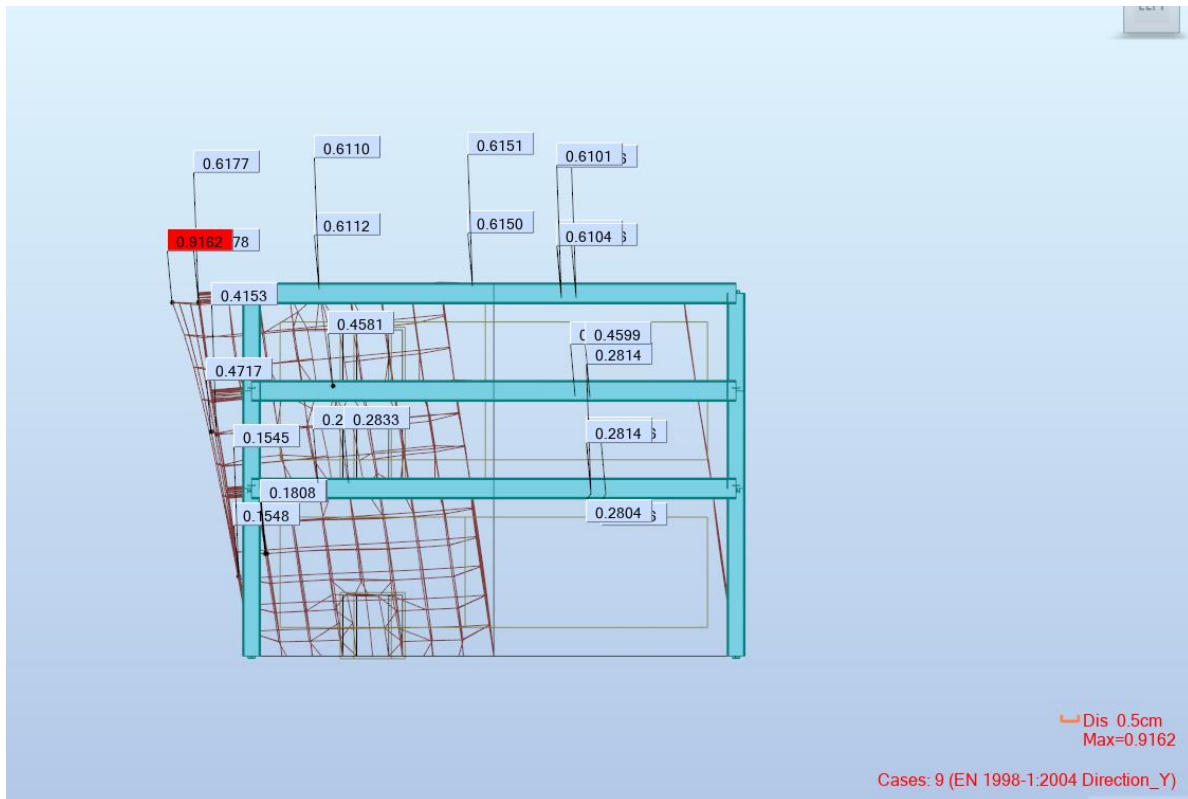
$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.5207 \cdot 4 \cdot 0.5}{550} \leq 0.005 \Rightarrow 0.0018 \leq 0.005 \quad (13)$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.1559 \cdot 4 \cdot 0.5}{320} \leq 0.005 \Rightarrow 0.000974 \leq 0.005 \quad (14)$$

$$3^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.1646 \cdot 4 \cdot 0.5}{320} \leq 0.005 \Rightarrow 0.00102 \leq 0.005 \quad (15)$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ



Εικόνα 5.2 : Μέγιστες μετακινήσεις κατά άξονα Y σε cm

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος και για τις μετακινήσεις στον άξονα Y :

$$1^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.2833 \cdot 4 \cdot 0.5}{550} \leq 0.005 \Rightarrow 0.00103 \leq 0.005 \quad (16)$$

$$2^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.1884 \cdot 4 \cdot 0.5}{320} \leq 0.005 \Rightarrow 0.00118 \leq 0.005 \quad (17)$$

$$3^{\text{ος}} \text{ όροφος: } \frac{0.4445 \cdot 4 \cdot 0.5}{320} \leq 0.005 \Rightarrow 0.00278 \leq 0.005 \quad (18)$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

5.2 Επίδραση της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.2.2 του EN 1998-1, η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (19)$$

Όπου:

- θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου
- P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- q συντελεστής συμπεριφοράς που έχει πολλαπλασιαστεί αυτόματα από το Robot
- V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
- dr η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού βλαβών)

Seismic EC 8 Direction X

Συνδυασμός	$P_{tot}(kN)$	$dr(cm)$	$V_{tot}(kN)$	$h(cm)$	θ
1 ^{ος}	5978	0.0018	227	550	0.0008<0.10
2 ^{ος}	4715	0.000974	276	320	0.0005<0.10
3 ^{ος}	2888	0.00102	223	320	0.0004<0.10

Seismic EC 8 Direction Y

Συνδυασμός	Ptot(kN)	dr(cm)	Vtot(kN)	h(cm)	θ
1 ^{ος}	5978	0.00103	20	550	0.005<0.10
2 ^{ος}	4715	0.00118	357	320	0.0005<0.10
3 ^{ος}	2888	0.00278	267	320	0.001<0.10

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται, συνεπώς τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αγνοούνται.

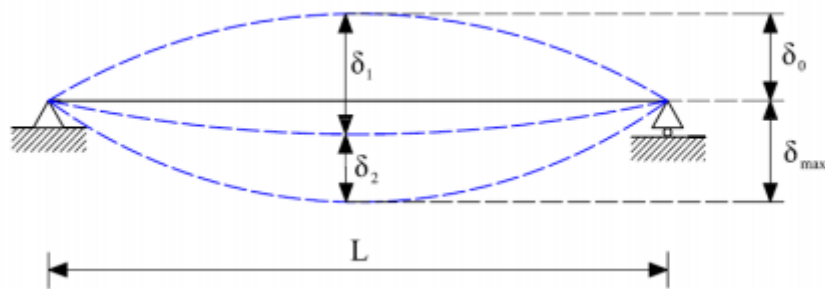
5.3 Παραμορφώσεις – Βέλη κάμψης

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS) είναι εξίσου κρίσιμοι με τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS). Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορούν τις παραμορφώσεις και τις ταλαντώσεις που εμφανίζονται στο φορέα υπό την επίδραση των αντίστοιχων συνδυασμών δράσεων.

Οι μετατοπίσεις περιορίζονται σε τέτοιο βαθμό ώστε να μην επηρεάζεται η εμφάνιση και η λειτουργία της κατασκευής όπως επίσης και να μην προκαλούνται βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να επηρεάσουν τόσο την άνεση των χρηστών όσο και τη στατική λειτουργία του φορέα. Συγκεκριμένα για τις στέγες, μεγάλα βέλη κάμψης μπορεί να οδηγήσουν σε συσσωρεύσεις υδάτων με αποτέλεσμα την αύξηση του φορτίου επί της στέγης όπως επίσης και τη διαρροή των υδάτων.

Ο σχεδιασμός στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων με χρήση ελαστικής ανάλυσης, για τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη, και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια που εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.



Εικόνα 5.3 Απεικόνιση βελών κάμψης

Όπου:

- δ_1 είναι το βέλος κάμψης λόγω μόνιμων φορτίων
- δ_2 είναι το βέλος κάμψης λόγω μεταβλητών φορτίων
- δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει)

Το συνολικό βέλος δίνεται από την σχέση :

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (20)$$

Τα όρια των κατάκορφων βελών για πατώματα και βατές στέγες είναι :

- $\delta_{\max} < L/250$
- $\delta_2 < L/300$

Αντίστοιχα, τα όρια για τις οριζόντιες μετατοπίσεις για πολυώροφα κτίρια είναι $h/300$ για τις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων, και $h_0/500$ για την συνολική μετατόπιση του κτιρίου, όπου h είναι το ύψος του ορόφου και h_0 είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου.

Τα κατακόρυφα βέλη θα ελεγχθούν μέσω των βελών των κύριων και δευτερευόντων δοκών, και οι οριζόντιες μετατοπίσεις, μέσω των υποστυλωμάτων.

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι του προγράμματος Robot Structural Analysis στην κατάσταση λειτουργικότητας.

Έλεγχοι βελών δευτερευουσών δοκών πρώτου ορόφου :

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 1 1 Secondary beams

MEMBER: 447 Beam_447

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.0740 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 63 SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.3753 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*6

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κύριων δοκών πρώτου ορόφου στον άξονα X :

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 2 1 X Rafters

MEMBER: 596 Beam_596

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.7891 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 64 SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60
(1+2+3)*1.00+6*0.60

$u \text{ inst},z = 0.1978 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.6*6

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κύριων δοκών πρώτου ορόφου στον άξονα Y

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 5 1 y Rafters

MEMBER: 803 Beam_803

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 2.5181 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 63 SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.8498 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*6

Section OK !!!

Έλεγχοι μετατοπίσεων υποστυλωμάτων πρώτου ορόφου

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 8 1 Columns

MEMBER: 43

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.4805 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.8333 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 63 SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.5101 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.8333 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*6

Section OK !!!

Άρα οι έλεγχοι για τον πρώτο όροφο ικανοποιούνται.

Έλεγχοι βελών δευτερευόντων δοκών δευτέρου ορόφου

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 11 2 Secondary beams

MEMBER: 481 Beam_481 **POINT:**

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.9284 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 60 SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (1+2+3)*1.00

$u \text{ inst},z = 0.2967 \text{ cm} < u \text{ inst,max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κυρίων δοκών δευτέρου ορόφου στον άξονα X

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 3 2 X Rafters

MEMBER: 599 Beam_599 **POINT:**

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.6769 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 60 SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (1+2+3)*1.00

$u \text{ inst},z = 0.1236 \text{ cm} < u \text{ inst,max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κυρίων δοκών δευτέρου ορόφου στον άξονα Y

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 6 2 y Rafters

MEMBER: 842 Beam_842 **POINT:**

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 2.1702 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 60 SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (1+2+3)*1.00

$u \text{ inst},z = 0.5862 \text{ cm} < u \text{ inst,max},z = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3

Section OK !!!

Έλεγχοι μετατοπίσεων υποστυλωμάτων δευτέρου ορόφου

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 9 2 Columns

MEMBER: 95 Column_95

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.8506 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.0667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 63 SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.60 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.3001 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.0667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*6

Section OK !!!

Άρα οι έλεγχοι για τον δεύτερο όροφο ικανοποιούνται.

Έλεγχοι βελών δευτερευόντων δοκών τρίτου ορόφου

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 12 3 Secondary beams

MEMBER: 532 Beam_532

POINT:

COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.4447 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 59 SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.3547 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κυρίων δοκών τρίτου ορόφου στον άξονα X

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 3 2 X Rafters
MEMBER: 599 Beam_599 POINT: COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.6769 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 60 SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 (1+2+3)*1.00

$u \text{ inst},z = 0.1236 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 1.6667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3

Section OK !!!

Έλεγχοι βελών κυρίων δοκών τρίτου ορόφου στον άξονα Y

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 7 3 y Rafters
MEMBER: 880 Beam_880 POINT: COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 2.4600 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 59 SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+4*0.50

$u \text{ inst},z = 0.5752 \text{ cm} < u \text{ inst},\text{max},z = L/300.00 = 2.6500 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4

Section OK !!!

Έλεγχοι μετατοπίσεων υποστυλωμάτων τρίτου ορόφου

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 10 3 Columns
MEMBER: 114 Column_114 POINT: COORDINATE:

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.0149 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/300.00 = 1.0667 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 59 SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50
(1+2+3)*1.00+4*0.50

$u_{\text{inst},z} = 0.2388 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/300.00 = 1.0667 \text{ cm}$ Verified

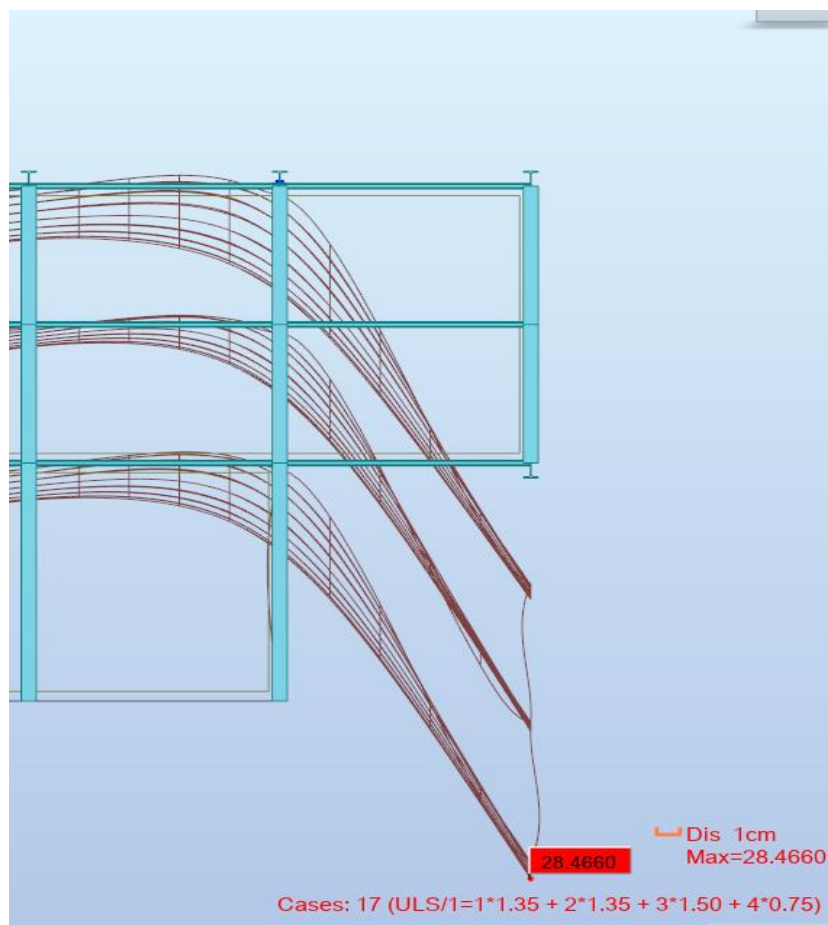
Governing Load Case: 1*3 + 0.5*4

Section OK !!!

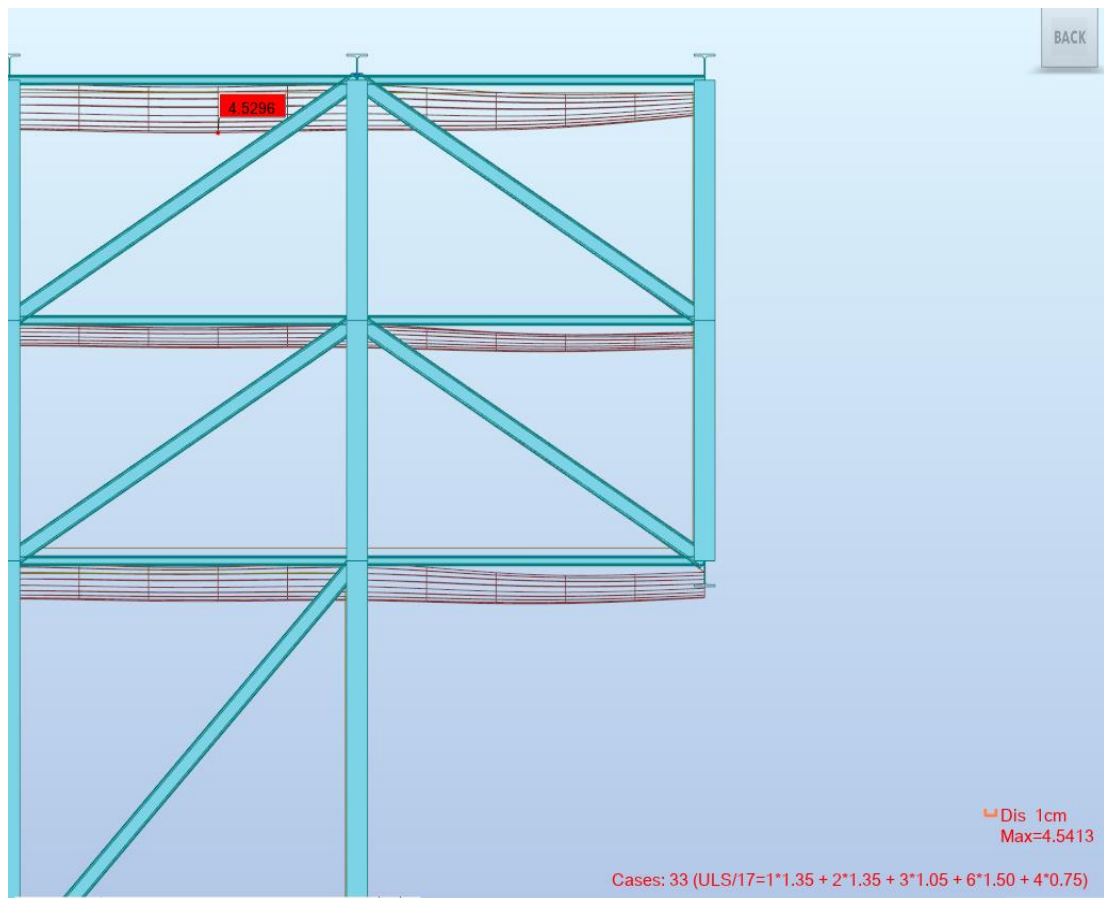
Και επομένως ο έλεγχος βελών και μετατοπίσεων ικανοποιείται.

5.4 Χρησιμότητα συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που έχουν τοποθετηθεί στην κατασκευή, έχουν ως στόχο να μειώσουν τις παραμορφώσεις των δοκών στα σημεία που ο δεύτερος και ο τρίτος όροφος προεξέχουν από τον πρώτο, και δεν υπάρχει υποστήλωμα για να αναλάβει τα φορτία. Παρακάτω παρατίθενται δύο εικόνες στις οποίες φαίνονται οι παραμορφώσεις στον συνδυασμό $ULS/17=(SW+SDL)*1.35 + LL*1.05 + W_y*1.50 + SN1*0.75$



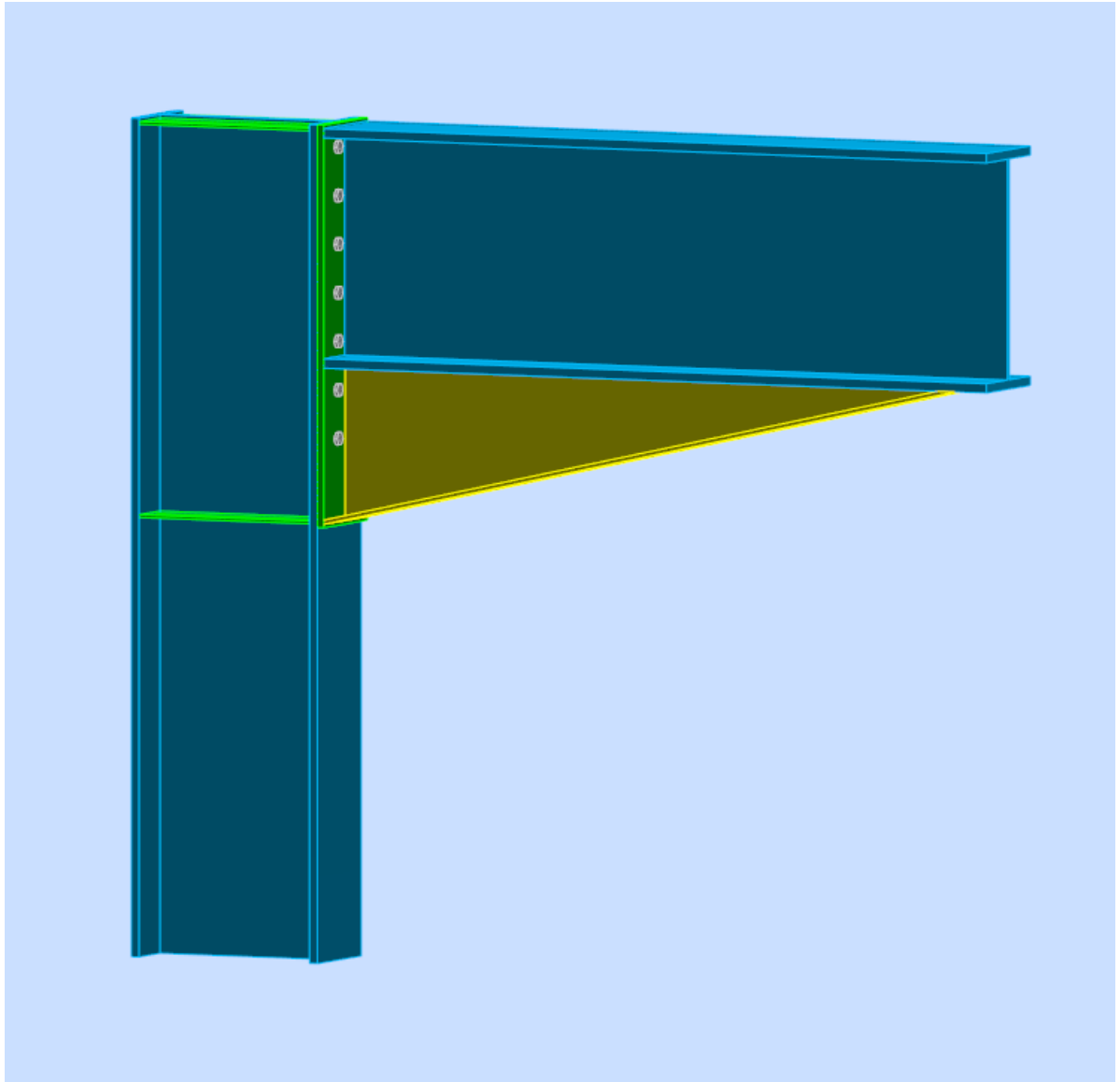
Εικόνα 5.3 : Παραμορφώσεις χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



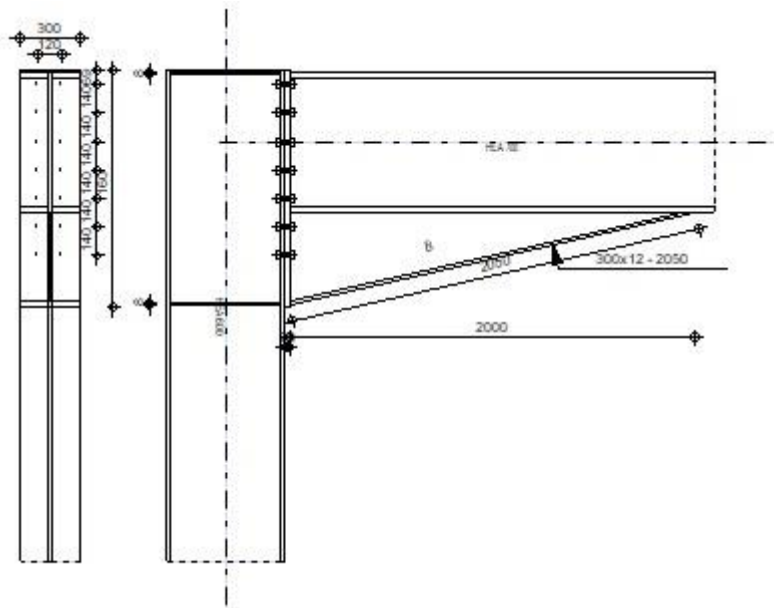
Εικόνα 5.4 : Παραμορφώσεις με συνδέσμους δυσκαμψίας

6. Συνδέσεις

6.1 Σύνδεση υποστυλωμάτων HEA 600 με κύριες δοκούς HEA 700



Εικόνα 6.1 : Σύνδεση υποστυλωμάτων HEA 600 με κύριες δοκούς HEA 700



1.2 General

Connection no.: 2
 Connection name: Frame knee
 Structure node: 188
 Structure bars: 109, 838

1.3 Geometry

1.3.1 Column

Section: HEA 600
 Bar no.: 109
 $\alpha = -90.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 590$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 300$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 13$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 25$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 27$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 226.46$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 141208.00$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: S 355
 $f_{yc} = 355.00$ [MPa] Resistance

1.3.2 Beam

Section: HEA 700
 Bar no.: 838
 $\alpha = -0.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 690$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 300$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 15$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 27$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 27$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 260.48$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{xb} = 215301.00$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 355
 $f_{yb} = 355.00$ [MPa] Resistance

1.3.3 Bolts

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d =$	20	[mm]	Bolt diameter
Class =	10.9		Bolt class
$F_{tRd} =$	176.40	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	7		Number of bolt rows
$h_1 =$	69	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	120	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	140;140;140;140;140;140	[mm]	

1.3.4 Plate

$h_p =$	1160	[mm]	Plate height
$b_p =$	300	[mm]	Plate width
$t_p =$	20	[mm]	Plate thickness
Material:	S 235		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Resistance

1.3.5 Lower stiffener

$w_d =$	300	[mm]	Plate width
$t_{fd} =$	12	[mm]	Flange thickness
$h_d =$	450	[mm]	Plate height
$t_{wd} =$	8	[mm]	Web thickness
$l_d =$	2000	[mm]	Plate length
$\alpha =$	12.7	[Deg]	Inclination angle
Material:	S 235		
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Resistance

1.3.6 Column stiffener

Upper

$h_{su} =$	540	[mm]	Stiffener height
$b_{su} =$	144	[mm]	Stiffener width
$t_{hu} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Resistance

Lower

$h_{sd} =$	540	[mm]	Stiffener height
$b_{sd} =$	144	[mm]	Stiffener width
$t_{hd} =$	8	[mm]	Stiffener thickness
Material:	S 235		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Resistance

1.3.7 Fillet welds

$a_w =$	11	[mm]	Web weld
$a_f =$	19	[mm]	Flange weld
$a_s =$	11	[mm]	Stiffener weld
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld

1.3.8 Material factors

$\gamma_{M0} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]

1.4 Loads

Ultimate limit state

Case: 17: ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 4*0.75 (1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75

$M_{b1,Ed} = 1074.13$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} = 427.68$	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} = 0.01$	[kN]	Axial force in the right beam
$M_{c1,Ed} = -439.14$	[kN*m]	Bending moment in the lower column
$V_{c1,Ed} = -376.14$	[kN]	Shear force in the lower column
$N_{c1,Ed} = -1101.60$	[kN]	Axial force in the lower column
$M_{c2,Ed} = 4.46$	[kN*m]	Bending moment in the upper column
$V_{c2,Ed} = 3.57$	[kN]	Shear force in the upper column
$N_{c2,Ed} = -590.73$	[kN]	Axial force in the upper column

1.5 Results

1.5.1 Beam resistances

TENSION

$$A_b = 260.48 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{tb,Rd} = 9246.97 \text{ [kN]} \quad \text{Design tensile resistance of the section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

SheAR

$$A_{vb} = 152.97 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 3135.32 \text{ [kN]} \quad \text{Design sectional resistance for shear} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0.14 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.14)$$

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$$W_{plb} = 7032.14 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = \frac{2496.4}{1} \text{ [kN*m]} \quad \text{Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$$W_{pl} = 8760.82 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 3110.09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 3110.09 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 1120 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2776.00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$\beta = 0.0 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle between the front plate and the beam}$$

$$\gamma = 12.7 \text{ [Deg]} \quad \text{Inclination angle of the bracket plate}$$

$$b_{eff,c,wb} = 378 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 116.97 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.88 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 145.18 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 7633.88 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Buckling:

$$d_{wb} = 582 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_p = 1.24 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0.68 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 5162.71 \text{ [kN]} \quad \text{Beam web resistance} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Resistance of the bracket flange

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 1597.50 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the bracket flange} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

Final resistance:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 1597.50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Beam web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

1.5.2 Column resistances

WEB PANEL - SHEAR

$$M_{b1,Ed} = 1074.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (right beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0.00 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Bending moment (left beam)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -376.14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (lower column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 3.57 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force (upper column)} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 1005 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 1258.80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force acting on the web panel} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 93.21 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area of the column web} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 93.21 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 1132 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance between the centroids of stiffeners} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 16.64 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the column flange for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1.13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 1750.74 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1.0 \quad 0.72 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.72)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 366 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 93.21 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.86 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 124.21 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1.00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 20.22 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1935.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 486 \quad [\text{mm}] \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1.24 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.67 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 5.49 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1460.56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1460.56 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

1.5.3 Geometrical parameters of a connection

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	32	-	90	-	140	200	255	200	255	240	205	205	205
2	32	-	90	-	140	200	240	200	240	280	140	140	140
3	32	-	90	-	140	200	240	200	240	280	140	140	140
4	32	-	90	-	140	200	240	200	240	280	140	140	140
5	32	-	90	-	140	200	240	200	240	280	140	140	140
6	32	-	90	-	140	200	240	200	240	280	140	140	140
7	32	-	90	-	140	200	238	200	238	240	188	188	188

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	90	-	140	253	322	253	322	267	256	256	256
2	40	-	90	-	140	253	274	253	274	280	140	140	140
3	40	-	90	-	140	253	274	253	274	280	140	140	140
4	40	-	90	-	140	253	274	253	274	280	140	140	140
5	40	-	90	-	140	253	274	253	274	280	140	140	140
6	40	-	90	-	140	253	274	253	274	280	140	140	140
7	40	-	90	-	140	253	274	253	274	267	207	207	207

m	- Bolt distance from the web
m _x	- Bolt distance from the beam flange
e	- Bolt distance from the outer edge
e _x	- Bolt distance from the horizontal outer edge
p	- Distance between bolts
l _{eff,cp}	- Effective length for a single bolt in the circular failure mode
l _{eff,nc}	- Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode
l _{eff,1}	- Effective length for a single bolt for mode 1
l _{eff,2}	- Effective length for a single bolt for mode 2
l _{eff,cp,g}	- Effective length for a group of bolts in the circular failure mode
l _{eff,nc,g}	- Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode
l _{eff,1,g}	- Effective length for a group of bolts for mode 1
l _{eff,2,g}	- Effective length for a group of bolts for mode 2

1.5.4 Connection resistance for tension

F _{t,Rd} = 176.40	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
B _{p,Rd} = 325.72	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]
N _{j,Rd} = Min (N _{tb,Rd} , n _v n _h F _{t,Rd} , n _v n _h B _{p,Rd})			
N _{j,Rd} = 2469.60	[kN]	Connection resistance for tension	[6.2]
N _{b1,Ed} / N _{j,Rd} ≤ 1,0	0.00 < 1.00	verified	(0.00)

1.5.5 Connection resistance for bending

F _{t,Rd} = 176.40	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
B _{p,Rd} = 325.72	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]
F _{t,fc,Rd}	- column flange resistance due to bending		
F _{t,wc,Rd}	- column web resistance due to tension		
F _{t,ep,Rd}	- resistance of the front plate due to bending		
F _{t,wb,Rd}	- resistance of the web in tension		
F _{t,fc,Rd} = Min (F _{T,1,fc,Rd} , F _{T,2,fc,Rd} , F _{T,3,fc,Rd})			[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
F _{t,wc,Rd} = ω b _{eff,t,wc} t _{wc} f _{yc} / γ _{M0}			[6.2.6.3.(1)]
F _{t,ep,Rd} = Min (F _{T,1,ep,Rd} , F _{T,2,ep,Rd} , F _{T,3,ep,Rd})			[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
F _{t,wb,Rd} = b _{eff,t,wb} t _{wb} f _{yb} / γ _{M0}			[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F _{t1,Rd,comp} - Formula	F _{t1,Rd,comp}	Component
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	352.80	Bolt row resistance
F _{t,fc,Rd(1)} = 352.80	352.80	Column flange - tension
F _{t,wc,Rd(1)} = 881.32	881.32	Column web - tension
F _{t,ep,Rd(1)} = 352.80	352.80	Front plate - tension
F _{t,wb,Rd(1)} = 1303.57	1303.57	Beam web - tension
B _{p,Rd} = 651.44	651.44	Bolts due to shear punching
V _{wp,Rd} /β = 1750.74	1750.74	Web panel - shear
F _{c,wc,Rd} = 1460.56	1460.56	Column web - compression
F _{c,fb,Rd} = 2776.00	2776.00	Beam flange - compression
F _{c,wb,Rd} = 1597.50	1597.50	Beam web - compression

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F _{t2,Rd,comp} - Formula	F _{t2,Rd,comp}	Component
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	244.22	Bolt row resistance

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1750.74 - 352.80$	1397.94	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1460.56 - 352.80$	1107.76	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2776.00 - 352.80$	2423.20	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1597.50 - 352.80$	1244.70	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 705.60 - 352.80$	352.80	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1396.36 - 352.80$	1043.56	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 597.02 - 352.80$	244.22	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2036.25 - 352.80$	1683.45	Beam web - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	268.56	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1750.74 - 597.02$	1153.72	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1460.56 - 597.02$	863.54	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2776.00 - 597.02$	2178.98	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1597.50 - 597.02$	1000.48	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 705.60 - 244.22$	461.38	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1180.47 - 244.22$	936.25	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1058.40 - 597.02$	461.38	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1772.71 - 597.02$	1175.69	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 537.12 - 244.22$	292.90	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1441.30 - 244.22$	1197.08	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 865.58 - 597.02$	268.56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 2756.90 - 597.02$	2159.88	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 260.90 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance}$$

[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	276.22	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1750.74 - 857.91$	892.83	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1460.56 - 857.91$	602.65	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2776.00 - 857.91$	1918.09	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1597.50 - 857.91$	739.59	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 705.60 - 260.90$	444.70	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1180.47 - 260.90$	919.57	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1058.40 - 505.11$	553.29	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1611.85 - 505.11$	1106.73	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1411.20 - 857.91$	553.29	Column flange - tension - group

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2046.04 - 857.91$	1188.13	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 537.12 - 260.90$	276.22	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1441.30 - 260.90$	1180.40	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 805.67 - 505.11$	300.56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 2161.95 - 505.11$	1656.84	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1134.13 - 857.91$	276.22	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 3477.55 - 857.91$	2619.63	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 214.94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	322.17	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1750.74 - 1072.86$	677.88	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1460.56 - 1072.86$	387.70	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2776.00 - 1072.86$	1703.14	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1597.50 - 1072.86$	524.64	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 705.60 - 214.94$	490.66	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1180.47 - 214.94$	965.52	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1058.40 - 475.84$	582.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 1611.85 - 475.84$	1136.01	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1411.20 - 720.06$	691.14	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1930.03 - 720.06$	1209.97	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1764.00 - 1072.86$	691.14	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 2242.05 - 1072.86$	1169.20	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 537.12 - 214.94$	322.17	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 1441.30 - 214.94$	1226.36	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 805.67 - 475.84$	329.84	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{ij,Rd} = 2161.95 - 475.84$	1686.11	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 1074.23 - 720.06$	354.18	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 2882.60 - 720.06$	2162.54	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 1402.69 - 1072.86$	329.84	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 4198.20 - 1072.86$	3125.34	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 168.99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6

F_{t6,Rd,comp} - Formula	F_{t6,Rd,comp}	Component
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	218.71	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(6)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(6)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(6)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(6)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 1750.74 - 1241.85$	508.89	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1460.56 - 1241.85$	218.71	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2776.00 - 1241.85$	1534.15	Beam flange - compression

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

F_{t6,Rd,comp} - Formula	F_{t6,Rd,comp}	Component
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 1597.50 - 1241.85$	355.65	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 705.60 - 168.99$	536.61	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 1180.47 - 168.99$	1011.48	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 1058.40 - 383.93$	674.47	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 1611.85 - 383.93$	1227.91	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1411.20 - 644.83$	766.37	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1930.03 - 644.83$	1285.20	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1764.00 - 889.05$	874.95	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 2158.88 - 889.05$	1269.84	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 2116.80 - 1241.85$	874.95	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 2383.36 - 1241.85$	1141.52	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 537.12 - 168.99$	368.13	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{ij,Rd} = 1441.30 - 168.99$	1272.31	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 805.67 - 383.93$	421.74	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{ij,Rd} = 2161.95 - 383.93$	1778.02	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 1074.23 - 644.83$	429.40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{ij,Rd} = 2882.60 - 644.83$	2237.77	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 1342.79 - 889.05$	453.74	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{ij,Rd} = 3603.25 - 889.05$	2714.20	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 1671.25 - 1241.85$	429.40	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{ij,Rd} = 4918.85 - 1241.85$	3677.00	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 123.04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance}$$

[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 7

F_{t7,Rd,comp} - Formula	F_{t7,Rd,comp}	Component
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	95.67	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(7)} = 352.80$	352.80	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(7)} = 881.32$	881.32	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(7)} = 337.86$	337.86	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(7)} = 1303.57$	1303.57	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 651.44$	651.44	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1750.74 - 1364.88$	385.86	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1460.56 - 1364.88$	95.67	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 2776.00 - 1364.88$	1411.12	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^6 F_{ij,Rd} = 1597.50 - 1364.88$	232.62	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 705.60 - 123.04$	582.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 1343.09 - 123.04$	1220.05	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 1058.40 - 292.03$	766.37	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 1733.36 - 292.03$	1441.33	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1411.20 - 506.97$	904.23	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 2017.74 - 506.97$	1510.77	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 1764.00 - 767.87$	996.13	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum 6^3 F_{ij,Rd} = 2221.75 - 767.87$	1453.89	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 2116.80 - 1012.08$	1104.72	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum 6^2 F_{ij,Rd} = 2368.64 - 1012.08$	1356.56	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 2469.60 - 1364.88$	1104.72	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum 6^1 F_{ij,Rd} = 2515.73 - 1364.88$	1150.85	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 571.77 - 123.04$	448.73	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{ij,Rd} = 1785.46 - 123.04$	1662.42	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 840.33 - 292.03$	548.30	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum 6^5 F_{ij,Rd} = 2506.11 - 292.03$	2214.08	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum 6^4 F_{ij,Rd} = 1108.88 - 506.97$	601.91	Front plate - tension - group

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

F_{t,Rd,comp} - Formula	F_{t7,Rd,comp}	Component
$F_{t,wb,Rd}(7+6+5+4) - \sum 6^4 F_{tj,Rd} = 3226.76 - 506.97$	2719.79	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd}(7+6+5+4+3) - \sum 6^3 F_{tj,Rd} = 1377.44 - 767.87$	609.58	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd}(7+6+5+4+3) - \sum 6^3 F_{tj,Rd} = 3947.41 - 767.87$	3179.55	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd}(7+6+5+4+3+2) - \sum 6^2 F_{tj,Rd} = 1646.00 - 1012.08$	633.92	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd}(7+6+5+4+3+2) - \sum 6^2 F_{tj,Rd} = 4668.06 - 1012.08$	3655.98	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd}(7+6+5+4+3+2+1) - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 1974.46 - 1364.88$	609.58	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd}(7+6+5+4+3+2+1) - \sum 6^1 F_{tj,Rd} = 5983.66 - 1364.88$	4618.77	Beam web - tension - group

Additional reduction of the bolt row resistance

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 77.09 \quad [\text{kN}] \quad \text{Reduced bolt row resistance} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	1075	352.80	352.80	881.32	352.80	1303.57	352.80	651.44
2	935	244.22	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44
3	795	260.90	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44
4	655	214.94	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44
5	515	168.99	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44
6	375	123.04	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44
7	235	77.09	352.80	881.32	337.86	1303.57	352.80	651.44

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 1106.87 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.97 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.97)$$

1.5.6 Connection resistance for shear

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.86 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 130.44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176.40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 288.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 288.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	352.80	0.00	352.80	342.36	342.37	80.05
2	352.80	0.00	244.22	236.99	237.00	135.70
3	352.80	0.00	260.90	253.18	253.18	127.15
4	352.80	0.00	214.94	208.58	208.59	150.71
5	352.80	0.00	168.99	163.99	163.99	174.26
6	352.80	0.00	123.04	119.40	119.40	197.81
7	352.80	0.00	77.09	74.81	74.81	221.37

F_{tj,Rd,N} – Bolt row resistance for simple tension

F_{tj,Ed,N} – Force due to axial force in a bolt row

F_{tj,Rd,M} – Bolt row resistance for simple bending

F_{tj,Ed,M} – Force due to moment in a bolt row

F_{tj,Ed} – Maximum tensile force in a bolt row

F_{vj,Rd} – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1087.05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.39 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.39)$$

1.5.7 Weld resistance

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 3-ΟΡΟΦΗΣ ΞΕΝΟΔΟΧΕΙΑΚΗΣ ΜΟΝΑΔΑΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ

$A_w =$	414.90 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	190.57 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	224.33 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	$509474.1 \cdot 10^{-5}$ [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	86.29 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	83.68 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	19.06 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	172.57 < 360.00	verified	(0.48)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	170.58 < 360.00	verified	(0.47)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	86.29 < 259.20	verified	(0.33)

1.5.8 Connection stiffness

$t_{wash} =$	4 [mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14 [mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20 [mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	70 [mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6 [mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Sum	72.74	5735.14
1	1075	3	87	28	2	20.59	2212.97
2	935	2	61	15	1	13.67	1277.93
3	795	2	61	15	1	11.62	923.83
4	655	2	61	15	1	9.58	627.06
5	515	2	61	15	1	7.53	387.60
6	375	2	61	15	1	5.48	205.46
7	235	3	82	23	2	4.27	100.29

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 93.21 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1.00 \text{ Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 788 \text{ [mm]} \text{ Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \text{ Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \text{ Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 394411.58 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2.76 \text{ Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 143123.72 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 454975.70 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

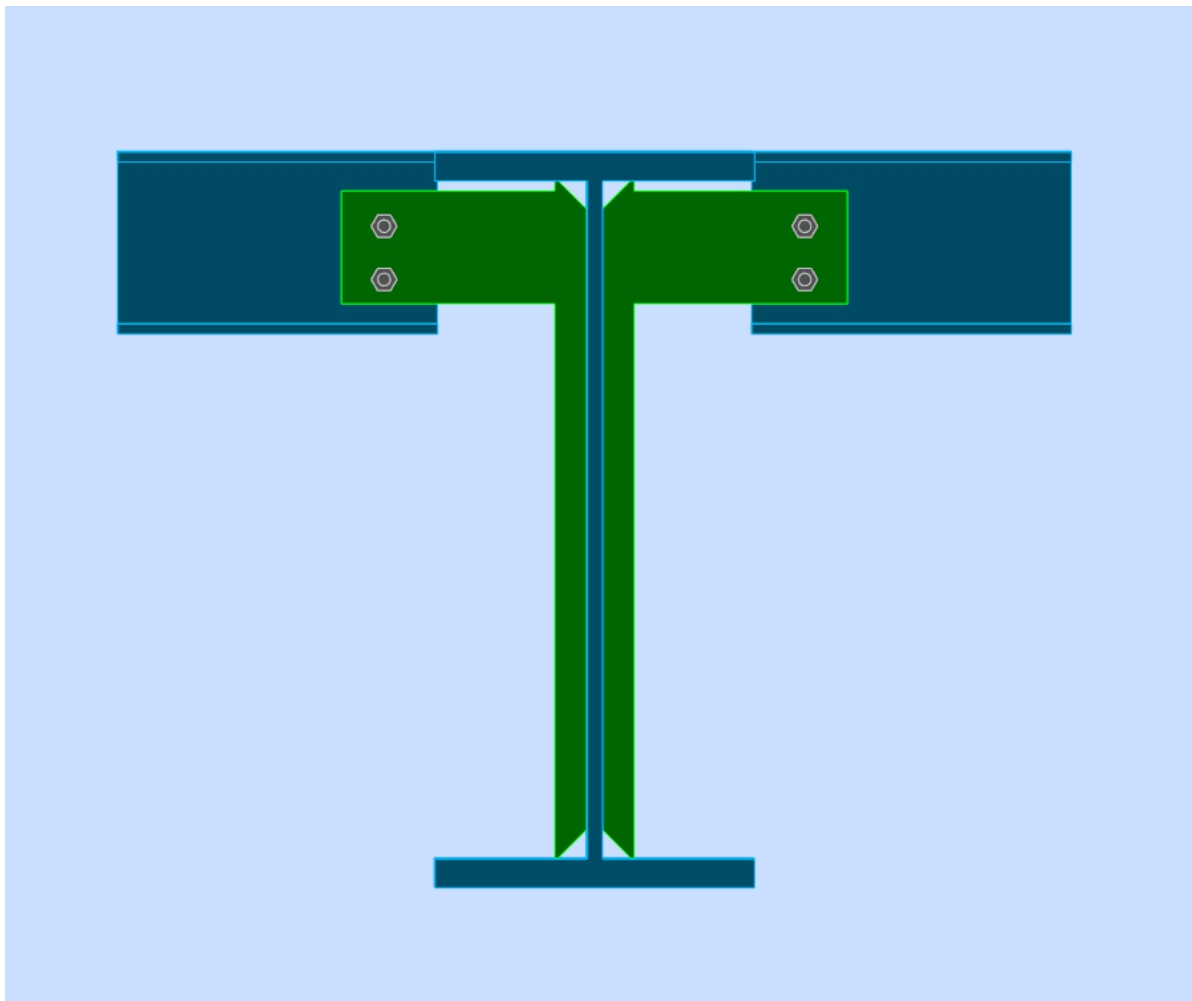
$$S_{j,pin} = 28435.98 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGID}$$

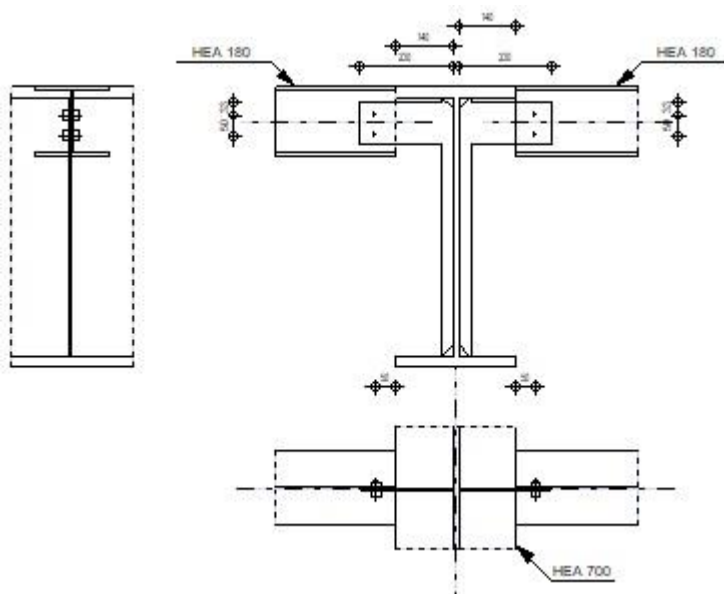
1.5.9 Weakest component:
COLUMN WEB - COMPRESSION

Connection conforms to the code Ratio 0.97

6.2 Σύνδεση κυρίων δοκών HEA 700 με δευτερεύουσες δοκούς HEA 140



Εικόνα 6.2 : Σύνδεση κυρίων δοκών HEA 700 με δευτερεύουσες δοκούς HEA 180



1.6 General

Connection no.: 1
 Connection name: Beam-beam (web)
 Structure node: 588
 Structure bars: 856, 531, 534

1.7 Geometry

1.7.1 Principal beam

Section: HEA 700
 Bar no.: 856
 a = -90.0 [Deg] Inclination angle
 h_g = 690 [mm] Height of the principal beam section
 b_{fg} = 300 [mm] Width of the flange of the principal beam section
 t_{wg} = 15 [mm] Thickness of the web of the principal beam section
 t_{fg} = 27 [mm] Thickness of the flange of the principal beam section
 r_g = 27 [mm] Fillet radius of the web of the principal beam section
 A_p = 260.48 [cm²] Cross-sectional area of a principal beam
 I_{yp} = 215301.00 [cm⁴] Moment of inertia of the principal beam section
 Material: S 355
 f_{yg} = 355.00 [MPa] Design resistance
 f_{ug} = 470.00 [MPa] Tensile resistance

1.7.2 Left side

1.7.3 Beam

Section: HEA 180
 Bar no.: 531
 a = 0.0 [Deg] Inclination angle
 h_{bl} = 171 [mm] Height of beam section
 b_{bl} = 180 [mm] Width of beam section
 t_{wbl} = 6 [mm] Thickness of the web of beam section
 t_{fbl} = 10 [mm] Thickness of the flange of beam section

$a = 0.0$ [Deg] Inclination angle
 $r_{bl} = 15$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_b = 45.25$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{ybl} = 2510.29$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 355
 $f_{ybl} = 355.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ubl} = 470.00$ [MPa] Tensile resistance

1.7.4 Stiffener

$l_s = 230$ [mm] Stiffener length
 $h_s = 636$ [mm] Stiffener height
 $t_s = 6$ [mm] Stiffener thickness
 $d_s = 200$ [mm] Cut-out length
 $h_{1s} = 10$ [mm] Top cut-out
 $h_{2s} = 520$ [mm] Bottom cut-out
 Material: S 355
 $f_{ys} = 355.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{us} = 470.00$ [MPa] Tensile resistance

1.7.5 Bolts

1.7.5.1 Bolts connecting beam with stiffener

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 4.8 Bolt class
 $d = 12$ [mm] Bolt diameter
 $d_0 = 13$ [mm] Bolt opening diameter
 $A_s = 0.84$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 1.13$ [cm²] Area of bolt section
 $f_{ub} = 400.00$ [MPa] Tensile resistance
 $k = 1$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows
 $p_1 = 33$ [mm] Level of first bolt
 $p_1 = 50$ [mm] Vertical spacing

1.7.6 Right side

1.7.7 Beam

Section: HEA 180
 Bar no.: 534
 $a = 0.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_{br} = 171$ [mm] Height of beam section
 $b_{br} = 180$ [mm] Width of beam section
 $t_{wbr} = 6$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fbr} = 10$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_{br} = 15$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_{br} = 45.25$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{ybr} = 2510.29$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 355
 $f_{ybr} = 355.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{ubr} = 470.00$ [MPa] Tensile resistance

1.7.8 Stiffener

$l_s =$	230	[mm]	Stiffener length
$h_s =$	636	[mm]	Stiffener height
$t_s =$	6	[mm]	Stiffener thickness
$d_s =$	200	[mm]	Cut-out length
$h_{1s} =$	10	[mm]	Top cut-out
$h_{2s} =$	520	[mm]	Bottom cut-out
Material:	S 355		
$f_{ys} =$	355.00	[MPa]	Design resistance
$f_{us} =$	470.00	[MPa]	Tensile resistance

1.7.9 Bolts

1.7.9.1 Bolts connecting beam with stiffener

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	4.8	Bolt class
$d =$	12	[mm] Bolt diameter
$d_0 =$	13	[mm] Bolt opening diameter
$A_s =$	0.84	[cm ²] Effective section area of a bolt
$A_v =$	1.13	[cm ²] Area of bolt section
$f_{ub} =$	400.00	[MPa] Tensile resistance
$k =$	1	Number of bolt columns
$w =$	2	Number of bolt rows
$e_1 =$	33	[mm] Level of first bolt
$p_1 =$	50	[mm] Vertical spacing

1.7.10 Material factors

$g_{M0} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$g_{M2} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]

1.8 Loads

Case 21: ULS/5=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50 + 6*0.90 + 4*0.75
 : (1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90+4*0.75

1.8.1 Left side

$N_{b2,Ed} =$	0.00	[kN] Axial force
$V_{b2,Ed} =$	-0.18	[kN] Shear force
$M_{b2,Ed} =$	-0.00	[kN*m] Bending moment

1.8.2 Right side

$N_{b1,Ed} =$	-0.00	[kN] Axial force
$V_{b1,Ed} =$	-2.04	[kN] Shear force
$M_{b1,Ed} =$	-0.00	[kN*m] Bending moment

1.9 Results

1.9.1 Left side

1.9.2 Bolts connecting beam with stiffener

1.9.2.1 Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 21.71$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **verified**

$a_{bx} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd1x} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **verified**

$a_{bz} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd1z} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Bolt bearing on the stiffener

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **verified**

$a_{bx} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd2x} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **verified**

$a_{bz} = 0.59$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0.59 > 0.00$ **verified**

$F_{b,Rd2z} = 39.91$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

1.9.2.2 Forces acting on bolts in the stiffener - beam connection

Bolt shear

$e = 197$ [mm] Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web

$M_0 = 0.0$ [kN*m] Real bending moment $M_0 = V_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 0.0$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force $F_{Nx} = |N_{b2,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 0.0$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the shear force $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 0.7$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0.0$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction $F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 0.7$ [kN] Design total force in a bolt on the direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 0.0$ [kN] Design total force in a bolt on the direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 0.7$ [kN] Resultant shear force in a bolt $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$e = 197$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$F_{Rdx} = 57.60$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 39.91$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 0.72 < 57.60$	verified	(0.01)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0.09 < 39.91$	verified	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$0.72 < 21.71$	verified	(0.03)

1.9.3 Verification of the section due to block tearing (axial force)

1.9.3.1 Stiffener

$A_{nt} = 2.22$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 4.02$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 165.87$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$	
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0.00 < 165.87$	verified	(0.00)

1.9.3.2 Beam

$A_{nt} = 2.22$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 5.22$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 190.46$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$	
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0.00 < 190.46$	verified	(0.00)

1.9.4 Verification of the section due to block tearing (shear force)

1.9.4.1 Stiffener

$A_{nt} = 11.01$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 3.81$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 285.08$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$	
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -0.18 < 285.08$	verified	(0.00)

1.9.4.2 Beam

$A_{nt} = 2.61$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 4.89$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 149.29$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$	
$ V_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -0.18 < 149.29$	verified	(0.00)

1.9.5 Verification of stiffener weakened by openings

$A_t = 19.08$ [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 17.52$ [cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*g_{M2})/(f_u*g_{M0})$	$0.83 < 0.94$	
$W_{net} = 382.95$ [cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 135.95$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0.04 < 135.95$	verified (0.00)
$A_v = 38.16$ [cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_s*t_s$
$A_{v,net} = 36.60$ [cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} = 782.12$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(Ö3*g_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ -0.18 < 782.12$	verified (0.00)

1.9.6 Verification of a beam section weakened by openings

$A_t = 2.73$ [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} = 1.95$ [cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*g_{M2})/(f_u*g_{M0})$	$0.64 < 0.94$	
$W_{net} = 8.33$ [cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} = 2.96$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0.04 < 2.96$	verified (0.01)
$A_v = 5.46$ [cm ²]	Effective section area for shear	
$V_{pl,Rd} = 111.91$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_y)/(Ö3*g_{M0})$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ -0.18 < 111.91$	verified (0.00)

1.9.7 Right side

1.9.8 Bolts connecting beam with stiffener

1.9.8.1 Bolt capacities

$F_{v,Rd} = 21.71$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/g_{M2}$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$a_{bx} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd1x} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*a_{bx}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$a_{bz} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd1z} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1z} = k_{1z}*a_{bz}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Bolt bearing on the stiffener

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$a_{bx} = 0.85$ Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0.85 > 0.00$ verified

$F_{b,Rd2x} = 57.60$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd2x} = k_{1x}*a_{bx}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified	
$a_{bz} = 0.59$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$0.59 > 0.00$	verified	
$F_{b,Rd2z} = 39.91$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

1.9.8.2 Forces acting on bolts in the stiffener - beam connection

Bolt shear

$e = 197$ [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web		
$M_0 = 0.40$ [kN*m]	Real bending moment		$M_0 = V_{b1,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0.00$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{Nx} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{Vz} = 1.02$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force		$F_{Vz} = V_{b1,Ed} / n$
$F_{Mx} = 8.04$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0.00$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction		$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 8.04$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 1.02$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 8.10$ [kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 57.6$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 39.9$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 8.04 < 57.60$	verified	(0.14)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1.02 < 39.91$	verified	(0.03)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$8.10 < 21.71$	verified	(0.37)

1.9.9 Verification of the section due to block tearing (shear force)

1.9.9.1 Stiffener

$A_{nt} = 11.01$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 3.81$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 285.0$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -2.04 < 285.08$	verified	(0.01)

1.9.9.2 Beam

$A_{nt} = 2.61$ [cm ²]	Net area of the section in tension		
$A_{nv} = 4.89$ [cm ²]	Area of the section in shear		
$V_{effRd} = 149.2$ [kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -2.04 < 149.29$	verified	(0.01)

1.9.10 Verification of stiffener weakened by openings

$A_t =$	19.08 [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	17.52 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*g_{M2})/(f_u*g_{M0})$		0.83 < 0.94	
$W_{net} =$	382.95 [cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	135.95 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0.40 < 135.95$	verified (0.00)
$A_v =$	38.16 [cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_s*t_s$
$A_{v,net} =$	36.60 [cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0$
$V_{pl,Rd} =$	782.12 [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_y)/(Ö3*g_{M0})$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ -2.04 < 782.12$	verified (0.00)

1.9.11 Verification of a beam section weakened by openings

$A_t =$	2.73 [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	1.95 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*g_{M2})/(f_u*g_{M0})$		0.64 < 0.94	
$W_{net} =$	8.33 [cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	2.96 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/g_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ -0.40 < 2.96$	verified (0.14)
$A_v =$	5.46 [cm ²]	Effective section area for shear	
$V_{pl,Rd} =$	111.91 [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v*f_y)/(Ö3*g_{M0})$
$ V_{b1,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ -2.04 < 111.91$	verified (0.00)

Connection conforms to the code

Ratio 0.37

7. Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση 3όροφης ξενοδοχειακής μονάδας στην Χαλκιδική. Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2019 της εταιρίας Autodesk.

Τα κύρια χαρακτηριστικά του κτιρίου μας είναι η αρκετά μεγαλύτερη διάσταση του μήκους του σε σχέση με το πλάτος (90m x 15.9m), καθώς και ότι το μήκος του πρώτου ορόφου είναι κατά 10 μέτρα πιο μικρό από το μήκος του δεύτερου και του τρίτου, με αποτέλεσμα, να προεξέχουν πέντε μέτρα του δεύτερου και του τρίτου ορόφου και στις δύο πλευρές του κτιρίου στον άξονα Χ. Λόγω αυτού, τα δύο μέρη που ουσιαστικά λειτουργούν σαν πρόβολοι, παρουσίαζαν μεγάλες παραμορφώσεις. Αυτό αντιμετωπίστηκε μέσω της εισαγωγής συνδέσμων δυσκαμψίας, ο κύριος ρόλος των οποίων ήταν να μεταφέρει μέρος των φορτίων των δοκών των προβόλων στα διπλανά υποστυλώματα.

Άλλο ένα χαρακτηριστικό του κτιρίου είναι οι δύο πυρήνες από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίοι ουσιαστικά, λόγω της αρκετά μεγαλύτερης δυσκαμψίας που έχουν σε σχέση με τον υπόλοιπο μεταλλικό οργανισμό του κτιρίου, αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των σεισμικών δυνάμεων. Παίζουν δηλαδή τον ρόλο των συνδέσμων δυσκαμψίας, που στις περισσότερες μεταλλικές κατασκευές εισάγονται για να αναλάβουν τα σεισμικά φορτία.

Βιβλιογραφία

1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional Training Manual, 2010
2. <https://www.udemy.com/course/robot-structural-analysis-steel-building/>
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
4. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN1991)
5. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις επί των κατασκευών, Μέρος 1.3 : Φορτία χιονιού (EN 1991- 1-3)
6. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4 : Γενικές Δράσεις - Δράσεις ανέμου (EN 1991-1-4)
7. Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια (EN1993-1-1:2005)
8. Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια (EN1998-1:2004)